

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement supérieur  
et de la Recherche Scientifique



**UNIVERSITE DE BOUMERDES**  
**FACULTE DES SCIENCES DE**  
**L'INGENIEUR**



**DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

**OPTION : GEOTECHNIQUE**

**En vue de l'obtention du diplôme de Master**  
**En Génie Civil**

Thème :

**Calcul des fondations et**  
**évaluation des tassements d'un**  
**sol potentiellement gonflant**  
**abritant un ensemble immobilier**

Réalisé par :

- ZEMMOURI Mohamed Lamine
- BELAKROUF Walid

Promoteur:

Mme KECHOUANE

2016/2017



# Remerciements

*C'est avec humilité et gratitude que nous reconnaissons ce que nous devons :  
Nous commençons par remercier et rendre grâce à Dieu le tout puissant de nous  
avoir donné le courage et la volonté de mener à bon terme ce travail.*

*Nos remerciements vont en particulier à Mme. KECHOUANE, notre  
promotrice qui nous a dirigé et beaucoup aidé afin de mener à bien ce travail.*

*Nous tenons aussi à remercier tous les enseignants*

*Merci*



# Dédicace

*Pour que ma réussite soit complète je la partage avec tous les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :*

*A mes parents qui voient aujourd'hui leurs efforts et leurs sacrifices couronnés par ce rapport, Ils ont veillés à mon éducation avec un amour infini et affection dont je ne recevrai pas d'égale.*

*Que Dieu me permette de leur rendre au moins une partie.*

*A mes frères et mes sœurs en témoignage des liens fraternels solides qui Nous unissent.*

*Aucune dédicace ne saurait leur exprimer mes sentiments,  
Je leurs souhaite beaucoup de bonheur et de réussite.*

*A mes grands-parents*

*A toute la famille Zemmouri et Chibane*

*A mon binôme Belakrauf Walid*

*A tous mes amis et collègues sans exception.*

*A tous les enseignions de département génie civil.*

*A tous ceux qui me sont chers.*

# Dédicace

*Pour que ma réussite soit complète je la partage avec tous les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :*

*A mes parents qui voient aujourd'hui leurs efforts et leurs sacrifices couronnés par ce rapport, Ils ont veillés à mon éducation avec un amour infini et affection dont je ne recevrai pas d'égale.*

*Que Dieu me permette de leur rendre au moins une partie.*

*A mes frères et mes sœurs en témoignage des liens fraternels solides qui Nous unissent.*

*Aucune dédicace ne saurait leur exprimer mes sentiments, Je leurs souhaite beaucoup de bonheur et de réussite.*

*A mes grands-parents*

*A toute ma famille*

*A mon binôme Zemmouri Mohamed Lamine*

*A tous mes amis et collègues sans exception.*

*A tous les enseignions de département génie civil.*

*A tous ceux qui me sont chers.*

## ملخص

إن ظاهرة انتفاخ التربة تتسبب في عدة مشاكل البنائيات وتؤثر فيها وتتسبب في تشققات في الجدران الأعمدة وهذه التربة ليست صالحة للاستغلال في البناء إلا إذا قمنا باقتراح عدة حلول من بينها الحفر للوصول إلى التربة الجيدة و البناء عليها و وضع الاسسات ذات فعالية عالية وذات مقاومة كبيرة و وضع حلول للخروج المياه من التربة ونقوم أيضا بتشجير المحيط و بهذه الحلول نكون قد ضمن سلامة البناية بنسبة كبيرة من ظاهرة انتفاخ و انضغاط .

## Résumé

Le phénomène du gonflement des sols causer plusieurs problèmes pour le bâtiment et les blesser et causer des fissures dans les murs et inconditionnelle des surface , ainsi que le sol n'est pas adapté à l'exploitation à la construction , à moin que nous avons proposons plusieurs solution

Premièrement il fout obtenir le bon sol et après construire et mettre une fondations très efficaces et de grande résistance par exemple (radies générale) et mettre des drainage pour évacue l'eau dans cet épisode

Nous avons au sein de la sécurité de l'immeuble par un grand pourcentage de pure de gonflement et de compression .

## Liste des figures

Figure I- 1: Photographie des inter-agrégats et intra- agrégats selon (Alonso.2005).....	5
Figure I- 2: Dispositions constructives pour la superstructure et le perré d'un bâtiment (Chen, 1975).....	11
Figure I- 3:dispositions constructives pour la superstructure et le perré d'un bâtiment (Chen, 1975).....	11
Figure I- 4:Radier sur remblai, (B.R.G.M., 1988) .....	12
Figure I- 5:Semelle sur remblai avec vide sanitaire, (B.R.G.M., 1988) .....	13
Figure I- 6:Semelle sur remblai partiel avec vide de sanitaire, (B.R.G.M., 1988).....	13
Figure I- 7:Semelle semi-superficielle rigidifiée (B.R.G.M.1988) .....	14
Figure I- 8:Utilisation des pieux .....	15
Figure II- 1:Types de fondations superficielles.....	19
Figure II- 2: relation charge-tassement .....	20
Figure II- 3: Schéma de rupture d'une semelle .....	21
Figure II- 4: Disposition des charges pour l'équation générale de Brinch Hansen.....	22
Figure II- 5: Facteurs de capacité portante.....	23
Figure II- 6: Facteurs de capacité portante.....	24
Figure II- 7: Transformation d'une fondation a charge excentrique .....	25
Figure II- 8: Facteurs de profondeur .....	26
Figure II- 9: Facteurs d'inclinaison de la charge.....	27
Figure II- 10: Traitement d'une fondation avec base inclinée .....	28
Figure II- 12: Détermination de l'angle de frottement des sols grenus à partir du SPT et CPT .....	29
Figure II- 13:Facteur de correction pour résistance de cisaillement non draine' des argiles NC .....	30
Figure II- 14:Facteur de capacité portante $N_c$ pour sols argileux ( $\varphi=0$ ).....	31
Figure II- 15:Linéarisation du profil pressiometrique dans un sol à paramètres variant faiblement.....	31
Figure II- 16: Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle.....	34
Figure II- 17: Relation charge-tassement pour une structure .....	35
Figure II- 18:Valeur de l'index de compressibilité $I_c$ pour sables et graviers .....	36
Figure II- 19:Relation entre largeur chargée et profondeur d'influence .....	37
Figure II- 20: Diagramme des Facteur d'influence vertical de déformation.....	38
Figure II- 21:Modules pressiométrique à prendre en compte pour le calcul des tassements d'une fondation .....	41
Figure II- 22:facteur correcteur $\mu$ pour tenir compte des déformations latérales.....	44
Figure II- 23:méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes au sein d'un massif .....	44
Figure III- 1: Carte Géologique de la région de CHERAGA (ANAT, Juin1999).....	48

## Liste des tableaux

Tableau I- 1: donne la capacité d'échange des cations de quelques argiles.....	6
Tableau I- 2: Surfaces spécifiques de quelques minéraux argileux. ....	7
Tableau I- 3: Taux de gonflement et la pression de gonflement pour plusieurs types du sol à différentes énergies de compactage.....	8
Tableau II- 1: Coefficients de forme pour cas de charge verticale .....	23
Tableau II- 2: Estimation de $\phi$ pour un calcul préliminaire .....	29
Tableau II- 3: Valeurs du coefficient de portance $k_p$ .....	32
Tableau II- 4: Classification conventionnelle des sols.....	33
Tableau II- 5: Coefficients de forme $\lambda_c$ et $\lambda_d$ .....	39
Tableau II- 6: Coefficient rhéologique $\alpha$ .....	40
Tableau III- 1: Résultats des essais pressiométriques .....	52
Tableau III- 2: Mesure des niveaux d'eau dans les piézomètres.....	54
Tableau III- 3: Résultats des mesures de densité et teneur en eau .....	55
Tableau III- 4: Résultats des essais granulométriques et sédimentométrie :.....	56
Tableau III- 5: Résultats des mesures des limites d'Atterberg.....	57
Tableau III- 6: Programme d'essais mécaniques .....	58
Tableau III- 7 : Résultats d'essais de compression simple RC .....	59
Tableau III- 8: Résultats d'essais de cisaillement rectiligne type « CU ».....	59
Tableau III- 9 : Résultats d'essais œdométriques.....	60
Tableau III- 10: Résultats de gonflement libre.....	61
Tableau III- 11 : Résultats de gonflement sous charges appliquées.....	61
Tableau III- 12: Résultats d'essais chimiques.....	62

## Sommaire

Introduction générale :	1
I- Chapitre I	3
I.1 Généralités sur le gonflement des argiles :	4
I.2 Mécanisme de gonflement :	4
I.2.1 Le gonflement par hydratation de surface :	4
I.2.2 Le gonflement par hydratation osmotique :	5
I.2.3 Gonflement au sens physico-chimique :	5
I.3 Facteurs affectant le gonflement :	5
I.3.1 Facteurs intrinsèques :	6
I.3.2 Facteurs externes :	7
I.4 Les paramètres du gonflement :	9
I.5 Ouvrages sur sol gonflants :	9
I.6 Conséquences de l'humidification du sol de fondation	10
I.7 Recommandations pratiques pour la construction sur sols gonflants	10
I.8 Fondations superficielles :	15
I.9 Fondations profondes: Pieux et puits (Figure I.8) :	15
I.10 Technique de renforcement par géotextiles	16
I.11 Conclusion :	16
II- Chapitre II	17
II.1 Introduction :	18
II.2 DEFINITION :	18
II.2.1 Les fondations isolées	19
II.2.2 Les fondations filantes	19
II.2.3 Les radiers	19
II.3 Calcul de contraintes admissible par les méthodes théoriques :	20
II.3.1 Cas générale :	20
II.3.2 Equations de Brinch Hansen (1978) :	21
II.3.3 Equations de Terzagui (1967) :	28
II.4 Choix des Paramètres du Sol	28
II.4.1 Fondations sur sol pulvérulent	28
II.4.2 Fondations sur sol cohérents	29

II.4.3	Corrections .....	30
II.5	Essai Pressiométrique : .....	31
II.6	Tassement Des Fondations Superficielles : .....	34
II.6.1	Tassement Total et Différentiel : .....	34
II.7	Estimation du Tassement de Fondations sur Sol Sans Cohésion : .....	35
II.7.1	Estimation des tassements par SPT .....	35
II.7.2	Estimation du tassement par penetro-statique ( Shmertmann 1978).....	37
II.8	Calcul des tassements par les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard : .....	38
II.9	Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique : .....	41
II.10	Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur : .....	44
III-	Chapitre III .....	45
III.1	Description du projet et du site : .....	46
III.1.1	Description du projet : .....	46
III.1.2	Description du site : .....	47
III.2	Contexte géologique .....	49
III.3	Sismicité : .....	49
III.4	Programme de reconnaissance géotechnique : .....	49
III.4.1	Essai de laboratoire : .....	50
III.4.2	Essai in-situ : .....	50
III.5	Résultat de la campagne géotechnique.....	51
III.5.1	Résultat des essais in-situ : .....	51
III.5.2	Essai de laboratoire : .....	54
III.5.3	Pression de préconsolidation : .....	60
III.6	Conclusion : .....	62
IV-	Chapitre IV .....	64
IV.1	Calcul des fondations : .....	65
IV.1.1	Choix de type de fondation : .....	65
IV.1.2	Critère de dimensionnement : .....	65
IV.1.3	Calcul de la contrainte admissible : .....	65
IV.2	Calcul des tassements : .....	69
IV.2.1	A' partir des essais pressiométriques : .....	69
IV.2.2	A' partir des essais mécaniques : .....	70
V-	Chapitre V .....	75

V.1	Recommandations pertinentes à la construction : .....	76
V.1.1	Excavations : .....	76
V.1.2	Drainage temporaire : .....	76
V.1.3	Préparation de la surface d'assise : .....	77
	Conclusion général .....	78

# Introduction générale

---

## **Introduction générale :**

Le gonflement des formations argileuses suscite actuellement l'intérêt de la plupart des chercheurs du fait de leur abondance dans le domaine sédimentaire et de leur responsabilité des désordres occasionnés sur différents ouvrages (tunnels, mines, cavités de stockage, forages pétroliers...). En effet, des chercheurs réalisent de nombreux essais au laboratoire et ce à travers le monde, ce qui justifie justement l'abondance de ce phénomène dans la nature. Ce phénomène est causé par la variation de l'humidité des sols. Le problème de gonflement est rencontré dans beaucoup de pays tel que : l'Afrique du Sud, l'Algérie, l'Arabie Saoudite, l'Australie, le Brésil, le Canada, la Chine, l'Espagne, l'Ethiopie, l'Egypte, l'Inde, la Jordanie, le Maroc, le Mexique, la Mauritanie, la Palestine, la Roumanie, le Soudan, la Turquie, l'U.S.A, et le Venezuela. L'analyse des résultats obtenus en 1978 par la Fondation Nationale de Science, Chen cité a noté que 10% de la population mondiale, risque d'être affectée par les dommages associés aux sols gonflants, et qu'aucun état n'est à l'abri des conséquences et des préjudices susceptibles d'en résulter. Aux U.S.A, le coût des pertes annuelles occasionnés par le gonflement a été évalué à 2.3 milliards de dollars en 1973, de 7 à 9 milliards de dollars en 1986. En France le montant a été estimé à 2.3 milliard de dollars entre 1989 et 1992. En Algérie, plusieurs cas de désordres très préjudiciables, liés au gonflement, ont été signalés dans plusieurs régions: la raffinerie de In Amenas, l'hôpital de N'Gaous (Batna), la ligne de chemin de fer Ramdane Djamel (Jijel), l'hôpital de Sidi Chahmi et la briqueterie de Mers El Kébir (Oran)... etc. La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence de l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux. Rappelons que l'oedomètre est l'appareil classique le plus utilisé dans les laboratoires de géotechnique pour les études de gonflement. Cependant, les procédures et les normes d'essais différents, rendent les comparaisons délicates. L'estimation des caractéristiques du gonflement nécessite la disposition d'essais standards, à la fois simples, bien adaptés et surtout fiables.

La problématique de ce mémoire est donc de trouver une solution adéquate pour un sol d'assise à caractère gonflant, afin de pouvoir construire un ensemble immobilier comportant 03 blocs en R+24, R+25 et R+27 niveaux avec 03 sous-sols. Ces tours seront entourées par des bâtiments en R+4 qui abriteront le futur centre commercial et des bureaux. D'une manière générale, la démarche suivie dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'une étude expérimentale mais elle est également, dans une moindre mesure, théorique. Pour plus

# Introduction générale

---

de clarté, le plan de ce mémoire est organisé en cinq chapitres répartis en deux parties avec des annexes y afférents.

La première partie est introductive et bibliographique. Elle consiste à décrire le cadre général de l'impact du gonflement sur les ouvrages en géotechnique pour en préciser les désordres rencontrés et l'importance d'étudier de tels phénomènes. Ainsi, présente une approche générale du gonflement, c'est-à-dire les différents facteurs qui l'induisent, et d'autres diverses approches traduisant les différents mécanismes du gonflement par des expressions analytiques.

- Ainsi Le premier chapitre est consacré aux notions générales sur les sols gonflants ;
- Le deuxième chapitre est consacré au calcul des fondations sur sols gonflant ;

La deuxième partie est expérimentale. Elle est composée de trois chapitres.

- Dans le troisième chapitre nous présentons notre site et les différents essais qui ont été réalisés et présente une étude géotechnique combinée des résultats des essais in-situ et des essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg ...). Ces essais sont complétés par des mesures directes de pression de gonflement.
- Le quatrième chapitre comporte la solution pour cette problématique qui est la construction sur un radier général avec un système de drainage qui convient, en effet un calcul détaillés des fondations est effectué avec un calcul de l'évaluation des tassements du sol de fondation par les méthodes pressiométriques et oedométrique..
- Le dernier chapitre concerne les solutions de confortement proposées et adoptées.

En fin une conclusion générale est donnée en fin de ce mémoire pour résumer l'essentiel de notre travail.

## ***I- Chapitre I***

### ***Généralités sur les sols gonflants***

## I.1 Généralités sur le gonflement des argiles :

Le gonflement des sols est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. Il est la réponse du sol à un gradient de Potentiel de l'eau du sol. Il se manifeste d'abord par un écoulement de l'eau au sens de Darcy, dans les gros pores du sol, ensuite par l'hydratation des particules de l'argile.

Ce phénomène est lié à deux paramètres de grande importance :

- la teneur en eau initiale du sol qui exprime l'état de succion du sol et qui contrôle le taux de gonflement que ce soit pour les sols remaniés ou intacts.
- la densité sèche initiale ou l'indice des vides, qui mesure la quantité du matériau susceptible de gonfler.

En effet, si on trace la courbe qui donne le gonflement en fonction du temps, on peut distinguer deux phases bien distinctes, l'une rapide qui commence avec l'inondation de l'échantillon, l'autre lente qui évolue dans le temps. D'après Chen (1988), la première phase serait le résultat d'un relâchement partiel des contraintes dans les vides partiellement saturés.

Cette phase correspondrait à un gonflement macroscopique, assimilé à un écoulement de l'eau au sens de Darcy, qui est régi par la perméabilité du milieu et le gradient de succion, c'est -à dire un remplissage d'eau des gros pores séparant les grains. La seconde phase représenterait le processus d'hydratation progressive des minéraux argileux à partir de l'eau existant dans les pores. L'examen macroscopique d'échantillons gonflants a montré que dans un sol expansif les particules ont tendance à se regrouper pour former des grains ou fragments, appelés aussi des agrégats. Lorsque le sol est non saturé, les pores entre les grains sont partiellement remplis d'eau capillaire. Cette eau sera soumise aux effets de la succion, donc à des mouvements. L'eau pourra rentrer dans des fragments et en sortir, ce qui va provoquer des changements dans le volume du sol. Cette opération ne cesse de se répéter jusqu'à l'équilibre des états donnés par la saturation.

## I.2 Mécanisme de gonflement :

Le gonflement d'une argile est le résultat d'une introduction de molécules d'eau entre les feuillets. Si la distance inter foliaire est supérieure à  $3A^\circ$  (dimension de la molécule d'eau), l'accès de l'eau est possible, les forces d'attraction entre les feuillets sont alors affaiblies du fait de la présence d'eau, c'est cet affaiblissement qui donne aux feuillets d'argile une tendance de s'éloigner les uns des autres en augmentant l'espace inter foliaire, qui provoque par conséquent le phénomène de gonflement. Tessier (1990). Les mécanismes de gonflement des argiles ont fait l'objet de nombreuses hypothèses, Terzaghi (1948) et Bolt (1956) ont subdivisé le phénomène de gonflement en deux processus distincts, l'un mécanique et l'autre physico-chimique. Par ailleurs certains auteurs ; Van Olfen, (1977) ; Madsen (1989) considèrent que le gonflement des sols peut être assimilé à un processus d'hydratation des particules argileuses telle que :

### I.2.1 Le gonflement par hydratation de surface :

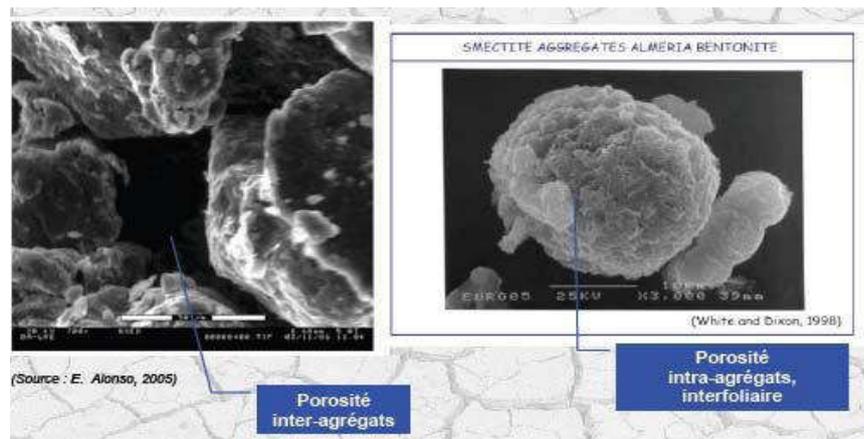
Dans lequel il faut distinguer la surface de la particule argileuse de celle du feuillet argileux. Au cours du gonflement inter micellaire, l'eau pénètre entre les particules, et quand l'eau pénètre également entre les feuillets on parle de gonflement intra micellaire.

### I.2.2 Le gonflement par hydratation osmotique :

Ce type de gonflement est favorisé par le développement de la double couche ionique. Suivant l'ampleur des différents modes d'acquisition d'eau, on distingue trois types de gonflement selon Didier.G (1972).

- Gonflement intra particulaire
- Gonflement inter particulaire
- Gonflement inter floconneux

Le gonflement intra particulaire est un gonflement microscopique, la succession de gonflement inter particulaire et inter floconneux résulte d'un gonflement macroscopique (figure I-1).



**Figure I- 1:** Photographie des inter-agrégats et intra- agrégats selon (Alonso.2005).

### I.2.3 Gonflement au sens physico-chimique :

Une particule d'argile possède normalement une charge négative due aux substitutions isomorphes, et afin que l'ensemble eau-argile acquière l'électro-neutralité, des cations sont attirés à la surface de la particule d'argile.

Cependant cette attraction est contrariée par la tendance des ions (cations et anions) à diffuser et à se distribuer d'une manière homogène dans l'eau. Le résultat de ces deux influences est un nuage d'ions entourant la particule.

Ce système peut être considéré comme une double couche électrique diffusé appelée double couche de Gouy-Chapman. Compte tenu de la structure ionique présentée précédemment, il apparaît d'importantes interactions physico-chimiques entre une particule argileuse et l'eau, généralement illustrées par le modèle de la double couche. Avec des hypothèses très précises, cette théorie permet de quantifier le phénomène de gonflement par rapport aux différents paramètres de l'eau.

### I.3 Facteurs affectant le gonflement :

Les résultats de nombreuses études ont montré que l'amplitude du gonflement dépend de deux types de facteurs :

- Les facteurs intrinsèques,
- Les facteurs externes.

### I.3.1 Facteurs intrinsèques :

#### I.3.1.1 Influence de la composition minéralogique :

Ce facteur est très important pour déterminer le gonflement d'un sol. Les propriétés gonflantes du matériau seront d'autant plus marquées que le pourcentage d'éléments argileux est grand. C'est ainsi que pour une même nature d'ions, les montmorillonites gonfleront plus que les kaolinites. Plus les substitutions sont proches de la surface du feuillet, plus les substitutions sont situées dans la couche tétraédrique et qui présente une très faible aptitude au gonflement en milieu aqueux, donc à l'échange cationique. Pour la montmorillonite, les interactions avec les cations compensateurs sont fortes. C'est notamment le cas du mica, dont les substitutions sont situées dans la couche octaédrique, les interactions avec les ions compensateurs sont atténuées par la couche tétraédrique, ce qui permet le gonflement des feuillets en milieu aqueux, et donc l'échange cationique.

#### I.3.1.2 Influence du type de cations compensateur :

Le type de cation qui doit être substitué a aussi une importance sur le taux d'ions échangés. Plus le cation est gros et peu hydraté, plus il crée une attraction forte entre les feuillets. C'est ainsi que les feuillets de montmorillonites comportant des ions  $K^+$ ,  $Rb^+$ ,  $NH_4^+$  et  $Cs^+$  sont collapsés en milieu aqueux, alors que ceux compensés par des ions  $Na^+$ ,  $Li^+$ ,  $Ca^{+2}$  et  $Mg^{+2}$  se dissocient facilement. La taille de l'ion substituant va également avoir un rôle sur la capacité d'échange, car plus cation est volumineux, plus il va perturber les couches d'hydratation, et ce désordre va faciliter l'échange.

#### I.3.1.3 Influence de la Capacité d'échange en cations (CEC) :

La capacité d'échange cationique a évidemment un rôle important, car plus les feuillets possèdent des sites compensables, plus ils peuvent adsorber des ions. Cependant, lorsque la densité de site est trop élevée, comme dans le cas de la vermiculite, les feuillets sont liés par de trop fortes interactions pour pouvoir être gonflés, et donc pour être échangés.

La capacité d'échange cationique est une quantité qui se mesure par saturation de l'argile par un premier type de cations, ensuite on la met en présence d'autres cations qui vont prendre la place des premiers. Selon le nombre des cations récupérés, on estime la valeur de CEC qui s'exprime en mille équivalents par 100 g d'argile (méq/100 g. d'argile).

**Tableau I- 1:** donne la capacité d'échange des cations de quelques argiles.

Argiles	CEC meq / 100g
Montmorillonite $Ca^{2+}$	80
Montmorillonite $Na^{2+}$	150
Illite	30-40
Kaolinite	3-15

**I.3.1.4 Influence de la surface spécifique :**

Les particules d'argiles, présentent des surfaces spécifiques très importantes et peuvent de ce fait attirer un grand nombre de molécules et d'ions; et exercer ainsi entre eux, d'importantes forces d'interactions. Ces forces, influent amplement sur le comportement mécanique de ces argiles. L'augmentation de la surface spécifique entraîne la diminution de la densité en charge, et par conséquent favorise le gonflement. Les argiles dont les particules ont des surfaces spécifiques grandes sont très gonflantes. La surface spécifique s'exprime en  $m^2/g$ .

**Tableau I- 2:**Surfaces spécifiques de quelques minéraux argileux.

Argiles	Surface spécifique totale ( $m^2/g$ )
Montmorillonite	300 - 800
Illite	80
Kaolinite	15
Eléments non argileux	1-3

**I.3.1.5 Influence de la structure du sol :**

Pour des sols qui se sont déposés naturellement, l'arrangement des particules sera fonction de leur nature, leur dimension et leur environnement durant leur dépôt. Un matériau intact à configuration dispersée présentera des caractéristiques de gonflement plus importantes qu'un matériau remanié à configuration floculée.

**I.3.1.6 Influence de la quantité de minéraux non argileux :**

Deux sols formés des mêmes argiles gonflantes et ayant les mêmes densités et teneur en eau, mais différents par la quantité des matériaux non gonflants contenus dans les sols, ont des caractéristiques de gonflement très différentes.

**I.3.2 Facteurs externes :**

D'autres paramètres indépendants de la structure des argiles et de la composition chimique de la solution hydratante peuvent avoir une influence importante sur le gonflement, on cite en particulier :

**I.3.2.1 Conditions de compactage (statique ou dynamique) :**

Pour les essais de gonflement réalisés sur des échantillons reconstitués au laboratoire, l'étude de l'influence du mode de compactage a été abordée par certains chercheurs comme Guiras – Skandaji.H (1996). Les différentes méthodes de compactage aboutissent à des structures différentes de l'échantillon, ce qui peut influencer le résultat du gonflement Edil et Alanazi (1992), constatent qu'il n'y a pas un consensus sur le type de structure obtenue par les différentes méthodes de compactage. Seed, affirme que le compactage statique donne une structure plus floculant que le compactage par pétrissage et ceci à teneur en eau initiale et densité sèche initiale égale. Dans ce cas l'échantillon compacté statiquement abouti à un gonflement plus fort. Alors que Perches &Lu (1965) et Seed &

Chen (1961),; affirment que le compactage statique donne une structure orientée en parallèle beaucoup plus marquée que le compactage par pétrissage et aboutit donc à un gonflement plus important. Hachichi et Fleureau (1999); ont observé un gonflement final plus faible pour des échantillons reconstitués par compactage statique que pour des échantillons intacts.

### I.3.2.2 Influence de l'énergie de compactage :

A. Sridharan, Y. Gurtug (2004) ont étudié l'influence de l'énergie de compactage, ils ont fait avec de la kaolinite et l'argile de montmorillonite fortement plastique. Ils ont trouvé l'effet de cette énergie sur le taux et la pression de gonflement (tableau I.3).

Le tableau suivant récapitule les résultats des essais effectués pour voir l'effet de cette énergie Sur le taux et la pression de gonflement.

**Tableau I- 3:**Taux de gonflement et la pression de gonflement pour plusieurs types du sol à différentes énergies de compactage.

Sol	Energie de compactage					
	Standard proctor, SP		Proctor modifié réduit, RMP		Proctor modifié, MP	
	%Gonflement	Pression de gonflement (kpa)	%Gonflement	Pression de gonflement (kpa)	%Gonflement	Pression de gonflement (kpa)
Kaolinite	0,26	8,5	2,96	135,7	4,19	126,7
Degimenlik	0,84	115,0	4,18	175,0	9,34	430,0
Akaderniz	3,61	184,2	10,48	466,7	15,26	866,7
Tuzla	5,63	150,0	14,27	650,0	24,32	1900,0
Montomorillonite	10,73	466,7	19,86	1000,0	27,49	5000,0

### I.3.2.3 Influence de la teneur en eau initiale:

Lorsque les argiles ne sont pas saturées, par suite d'une dessiccation, les forces d'attraction dues aux charges électriques, les forces dérivant de l'énergie d'hydratation des cations échangeables et les forces capillaires ont la primauté. Succinctement, plus le matériau argileux est sec, plus il a tendance à gonfler par saturation. Pareillement, la pression de gonflement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale et cela a été vérifié sur des essais de gonflement empêché effectués sur des marnes.

Barden et Al (1969); pensent que la teneur en eau initiale détermine la Structure initiale du sol par conséquent des échantillons à la même teneur en eau initiale aboutissent à la même variation de volume indépendamment du chemin de contrainte suivi, alors qu'une différence de 0,5 à 1 % donne des variations de volume différentes pour le même chemin de contraintes.

Karalis (1977) ; montre qu'il y a une variation presque linéaire du taux de gonflement en fonction de la teneur en eau.

Edil et Alnazi (1992) ; trouvent que la teneur en eau initiale des échantillons compactés à la même densité sèche a une influence considérable sur les caractéristiques du gonflement, le gonflement latéral et vertical augmente lorsque la teneur en eau initiale diminue.

#### I.4 Les paramètres du gonflement :

Dans la littérature géotechnique, on distingue trois principaux paramètres pour la caractérisation des Paramètres hydromécaniques des sols gonflants.

Ces paramètres sont : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement.

- **La pression de gonflement :**
- d'un élément de sol, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus usitée mais elle n'est pas la seule.
- **Le potentiel de gonflement** d'un sol, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ( $\Delta h/h_0$ ) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi nulle jusqu'à sa saturation non complète.
- **L'indice de gonflement**  $C_s$  d'un sol traduit l'importance de la déformation de gonflement induite par un déchargement par rapport à un état de contrainte donnée, il est défini par la pente de la courbe  $e = f(\log \sigma_c)$  obtenue en déchargement lors d'un essai oedométrique classique.

Il n'y a pas de proportionnalité entre la pression de gonflement et le potentiel de gonflement. Ainsi, certains matériaux possèdent une pression de gonflement très élevée mais un potentiel de gonflement très faible, pour d'autres matériaux c'est l'inverse. Il faut donc connaître ces deux paramètres pour caractériser le gonflement.

#### I.5 Ouvrages sur sol gonflants :

Lors de l'étude des projets de bâtiments et ouvrages, une grande attention est portée aux propriétés des terrains qui déterminent leur réponse aux charges appliquées. Mais il existe parmi ces terrains une classe particulière de sols dont la composition et la structure font que leurs déformations dépendent non seulement de la charge qui leur est appliquée mais aussi des variations de leur état physique sous l'influence des variations de leur teneur en eau. Les sols gonflants sont des exemples de ce type de sol à structure instable. Dans ces sols, en plus du gonflement du sol et du soulèvement des fondations, on peut aussi observer des tassements localisés, dus à la détérioration des propriétés physiques et mécaniques et de la résistance structurelle de ces sols lors de leur humidification.

Le gonflement et l'affaissement sont deux modes de déformation opposés des sols argileux provoqués par leur humidification. Lors du gonflement, le volume du massif de sol augmente en produisant le plus souvent des déformations non uniformes du sol argileux. L'affaissement localisé du sol est produit par la dégradation des caractéristiques mécaniques du sol (cohésion, angle de frottement interne et module de déformation), mais aussi par son séchage, qui provoque la diminution du volume du sol humidifié.

Le gonflement et l'affaissement des sols sous les bâtiments et ouvrages peuvent provoquer non seulement une diminution de leur sécurité et de leur durabilité, mais aussi leur rupture en les rendant impropres à l'exploitation. La réparation de ces désordres pour rétablir les conditions de fonctionnement acceptables nécessite des dépenses importantes.

Lors de la construction de bâtiments ou d'ouvrages sur des sols gonflants, il faut prévoir l'évolution des déformations au cours du temps et définir les dispositions constructives qui permettent d'empêcher les conséquences défavorables des déformations de gonflement et d'affaissement.

L'humidification non uniforme du sol sous un bâtiment ou un ouvrage provoque une répartition non uniforme des contraintes au contact du sol et de la semelle des fondations des constructions. Ces contraintes peuvent provoquer des déformations.

## **I.6 Conséquences de l'humidification du sol de fondation**

Lors de l'humidification du massif de sol, la disparition des liaisons structurelles et la formation d'enveloppes diffuses de molécules d'eau autour des particules élémentaires du sol provoquent un gonflement dont l'amplitude peut être importante.

L'humidification peut être provoquée par des précipitations atmosphériques ou par des fuites d'eaux canalisées. Lorsque le régime des pluies est régulier, et lorsque le sol possède une couverture herbeuse durable, le sol est humidifié jusqu'à une profondeur limitée, ce qui ne présente pas de danger particulier pour les constructions. Mais si l'on enlève la couverture végétale lors de la construction de nouveaux ouvrages ou de travaux d'aménagement, ce qui se produit très souvent, le schéma d'écoulement des eaux est modifié et l'eau peut pénétrer plus profondément dans le sol et atteindre des couches de sols qui n'avaient pas encore été humidifiées. Ce processus peut être renforcé par l'écoulement de l'eau des toits des maisons, des trottoirs et des chaussées, de sorte que, dans les zones de construction dense, la quantité d'eau pénétrant dans le sol à proximité des fondations est fortement augmentée.

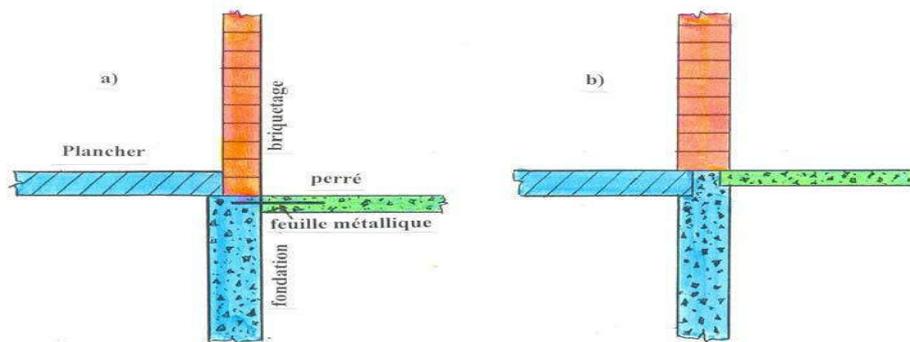
## **I.7 Recommandations pratiques pour la construction sur sols gonflants**

Pour assurer la stabilité, la résistance et une exploitation satisfaisante des bâtiments et ouvrages construits sur des sols gonflants, il convient de respecter les dispositions principales suivantes.

1. protéger le sol de toute humidification ;
2. traverser les couches superficielles de sol gonflant pour appuyer les fondations sur les couches plus profondes de sols à structure stable ;
3. encastrier partiellement les fondations dans le sol gonflant mais en s'appuyant sur une couche de sol gonflant qui provoque un soulèvement admissible du bâtiment en cas d'humidification ;
4. effectuer une substitution totale ou complète du sol gonflant par un matériau à structure stable. La substitution peut se faire dans les conditions du point 3 ;
5. utiliser des fondations sur pieux de différents types, traversant ou non la couche de sol gonflant ;
6. mettre en œuvre des types de fondations spéciaux.

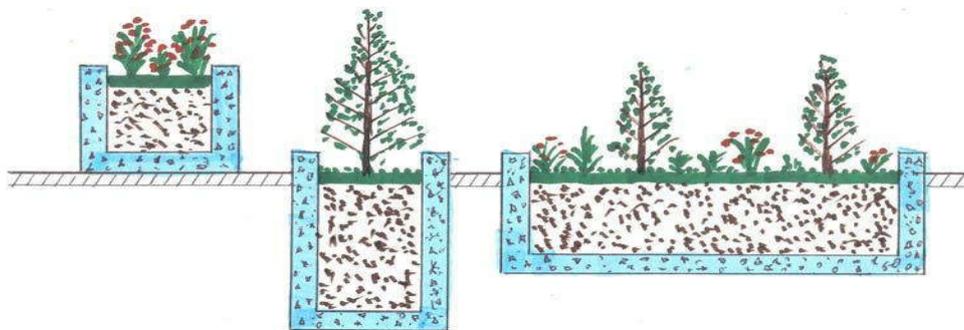
La protection des sols contre l'humidification est une mesure prophylactique. Lorsque l'on recourt à cette solution, il faut garder à l'esprit que le bâtiment pourra être exploité aussi longtemps que ces dispositions constructives sont efficaces. Si le sol est humidifié pour une raison ou une autre, l'exploitation du bâtiment deviendra impossible.

La protection des sols contre les précipitations atmosphériques est en général réalisée en réalisant un trottoir bétonné autour du bâtiment et, si nécessaire, en bétonnant la surface du terrain à l'entour. Il ne faut pas laisser les dalles s'écarter des fondations, comme on l'a vu sur les figures 23 et 47. Afin d'empêcher les dalles de se séparer des fondations, Chen (1975) propose de placer une feuille d'acier entre le perré (trottoir) et la fondation du bâtiment (Figure I-2-a) ou bien d'encastrier la dalle de béton dans les murs porteurs du bâtiment (Figure I-2-b).



**Figure I- 2:** Dispositions constructives pour la superstructure et le perré d'un bâtiment (Chen, 1975).

La protection des sols contre l'humidification consiste à empêcher les eaux de pluie et les eaux usées de pénétrer dans le sol, à les transporter et à mettre en œuvre un système de contrôle de l'état des ouvrages de conduite d'eau. À cette fin, on doit organiser l'implantation optimale des bâtiments et ouvrages dans le territoire à aménager. La planification et l'implantation des constructions doit utiliser les voies d'écoulement naturel de l'eau que l'on doit évacuer en dehors de la zone par un réseau d'évacuation d'eau permanent. Les ouvrages tels que les réservoirs, les bassins de différents types, les jardins décoratifs, etc., ainsi que les ouvrages abritant des procédés technologiques à base d'eau doivent être placés dans les zones basses. Il faut mettre en œuvre autour des constructions des revêtements imperméables à l'eau. Il est souhaitable de placer les plantations décoratives dans des bassins spéciaux et étanches pour pouvoir les arroser sans humidifier le sol gonflant à l'entour (Figure I.3).



**Figure I- 3:**dispositions constructives pour la superstructure et le perré d'un bâtiment (Chen, 1975).

Une attention particulière doit être accordée à la disposition correcte et à l'étanchéité des Canalisations et à leur contrôle. Les canalisations et autres systèmes de conduite d'eau doivent être placés dans des fourreaux et des canaux spéciaux qui doivent être contrôlés en permanence. En cas de besoin, il faut prévoir des moyens d'évacuation d'eau de secours.

Lors de la construction de bâtiments et ouvrages sur les sols gonflants, il est indispensable d'utiliser des structures peu sensibles aux déformations différentielles de gonflement et de tassement.

Les fondations sous les bâtiments à murs porteurs doivent être de type « semelle filante ». Il est déconseillé de construire des fondations isolées. Le type et la structure des fondations doivent être coordonnés avec la structure du bâtiment, afin de limiter au maximum les déplacements relatifs des différentes parties de la structure et de limiter les effets sur l'exploitation de la construction. Si les dimensions du bâtiment ou de l'ouvrage en plan sont importantes, il doit être divisé par des joints de dilatation et des joints de tassement en parties de formes géométriques simples.

Il faut tenir compte dans la conception des structures de la construction de l'apparition possible de moments fléchissant, efforts tranchants et flèches dans les poteaux, les poutres, les dalles et les murs. Il faut pour cela partir de l'un des principes suivants :

## I.8 Fondations superficielles :

### a. Semelle radié sur remblai (*figure I.4*) :

Le sol gonflant est décapé jusqu'à une profondeur de 0,8 m à 1 m avec un débordement de 2.5m par rapport aux murs extérieurs. Avant de mettre en place le remblai on dispose sur la plate-forme ainsi décapée une membrane imperméable. Ce remblai sera un remblai compacté de 1.3 à 1.5 m d'épaisseur avec 0.5 m au dessus du terrain naturel. Il sera constitué obligatoirement de matériaux peu perméables et surtout inertes à l'eau donc très peu d'argile. Au cas où il serait impossible de trouver le matériau approprié on le remplacera par le sol argileux le moins gonflant traité à la chaux ou au ciment. Ce remblai sera mis en place à la fin de la saison des pluies. La semelle sera superficielle, armée avec une profondeur d'encastrement de 0.3 à 0.4 m par rapport au niveau fini du remblai. Des joints glissants seront disposés entre les murs et le dallage pour annuler la rigidité. La réalisation d'un trottoir et d'une couverture antiérosive est nécessaire pour la protection du remblai de débordement et l'évacuation des eaux de pluies. Dans le cas où on utiliserait le radier, ce serait un radier général légèrement armé reposant sur le remblai (Figure I.4).

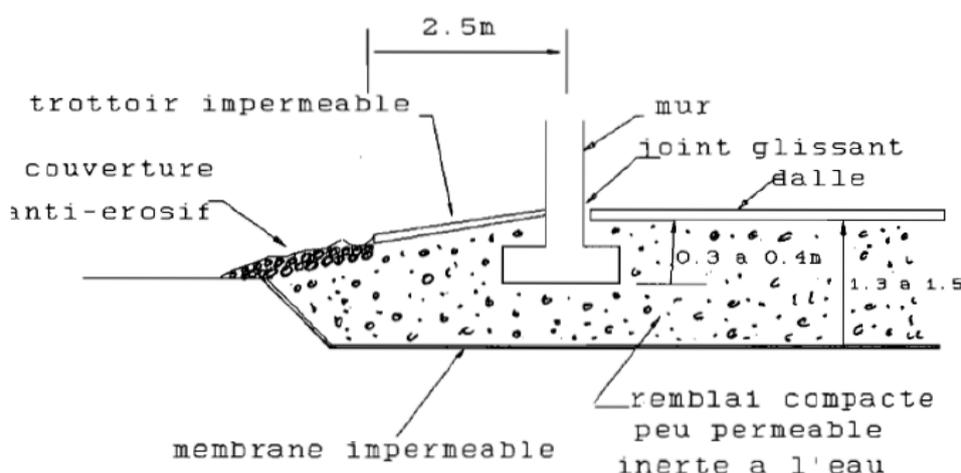


Figure I- 4:Radier sur remblai, (B.R.G.M., 1988)

### b. Semelle sur remblai avec vide sanitaire (Figure I.5)

Cette solution ressemble à la précédente, seulement ici le remblai est moins épais. La dalle ou le plancher en béton armé plus rigide que dans le cas précédent sera sur vide sanitaire. La structure sera renforcée aux angles.

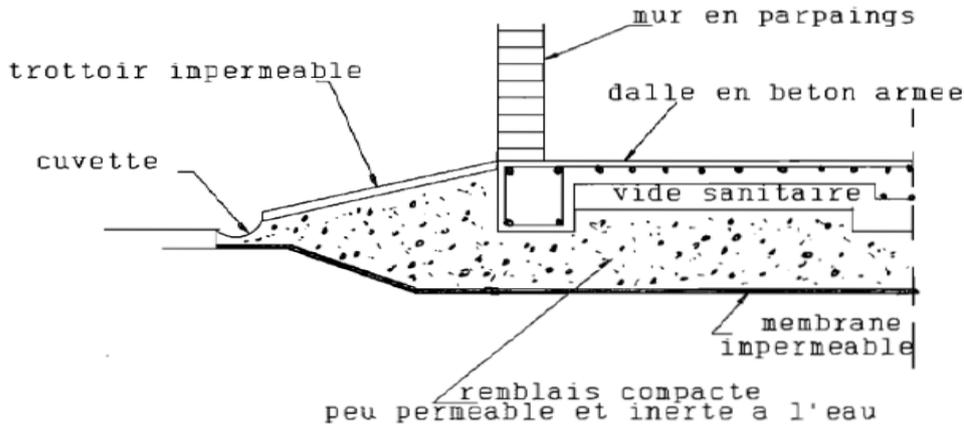


Figure I- 5: Semelle sur remblai avec vide sanitaire, (B.R.G.M., 1988)

### c. Semelle sur remblai partiel avec vide sanitaire (figure I.6)

On réalise sous la semelle un remblai compacté composé d'un sol capable d'amortir au maximum le gonflement. Le matériau du remblai sera inerte. Pour éviter les venues d'eau au toit du sol gonflant, il est nécessaire d'avoir un trottoir imperméable. Ce trottoir peut être du même type que les précédents. Les semelles et la dalle portée sur vide sanitaire devront être bien armées.

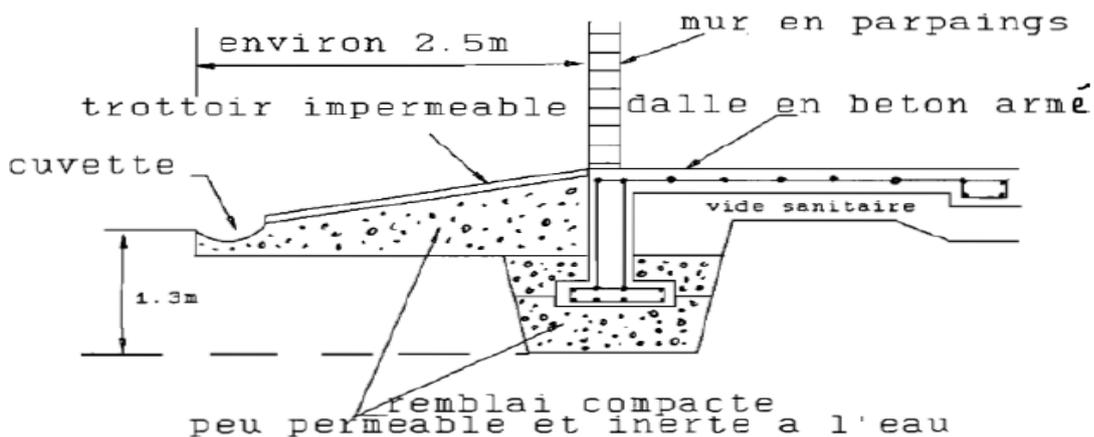


Figure I- 6: Semelle sur remblai partiel avec vide de sanitaire, (B.R.G.M., 1988)

### d. Semelle semi-superficielle rigidifiée (figure I-7)

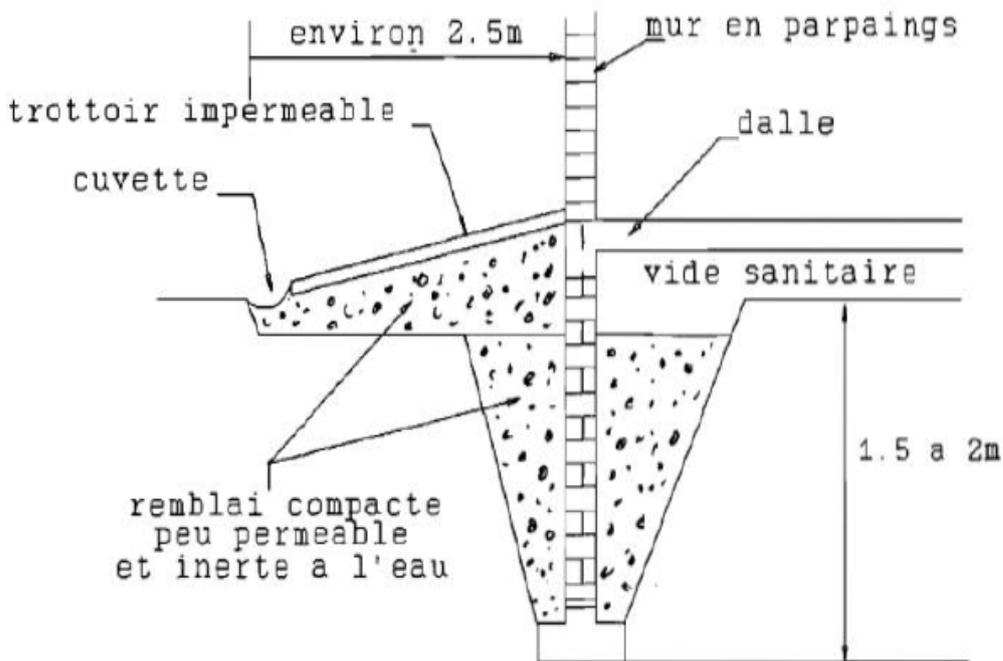
Si la profondeur sur laquelle se manifeste le gonflement est importante, on utilise une semelle semi-superficielle avec une profondeur d'encastrement de 1.5 à 2 m. Les semelles doivent être

rigidifiées pour pouvoir résister aux moments parasites induits par le gonflement. Pour les rigidifier, on peut utiliser une poutre-échelle (*figure I.7*) avec une membrure basse en guise de semelle et une membrure haute au niveau du sol formant le chaînage, toutes deux reliées par des poteaux; les vides seront remplis par de la maçonnerie. Le plancher pourra être :

- Soit porté avec un vide sanitaire.
- Soit sur un remblai compacté si on accepte quelques soulèvements du dallage.

Dans les deux cas, on prend les précautions suivantes:

- Excavation en coin du sol gonflant des deux côtés de la semelle et remplacement par un matériau inerte déformable modérément damé pour amortir le gonflement (*I.7*);
- Raccordement très souple des canalisations d'eau avec le réseau extérieur;
- Disposition de joints tous 8 à 10 m pour éviter des moments de flexion trop importants.



**Figure I- 7:**Semelle semi-superficielle rigidifiée (B.R.G.M.1988)

**Remarque :** le RPA déconseille de construire sur vide sanitaire en zone sismique car les poteaux courts d'un vide sanitaire se cisailent sous l'effet de l'effort tranchant sismique.

### I.9 Fondations profondes: Pieux et puits (Figure I.8) :

Le but visé est de transmettre la charge aux couches plus profondes non susceptibles de changer de volume ou qui le font très modérément, par des pieux ou des puits. Les pieux peuvent être en bois en béton ou en métal. Mais pour résister aux efforts de tractions exercés par le matériau gonflant, on utilise beaucoup plus les pieux en béton armés en traction. Ils peuvent :

- transférer une charge, à travers une couche molle, au substratum résistant sur lequel repose leur pointe (figure I.8. a) ;
- transférer une charge, à travers une couche molle dans une couche inférieure plus résistante par frottement dans cette couche (figure I.8.b);
- être utilisés en pieux flottants sur toute leur longueur (figure I.8.c).

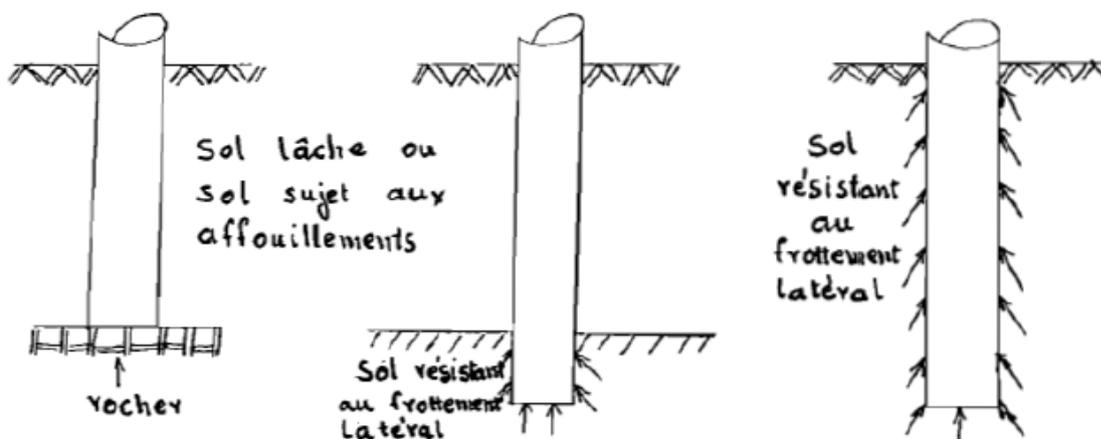
Le puits est un pieu de diamètre plus grand. Sa base doit être ancrée de plusieurs centimètres dans le bon sol afin de lui assurer une stabilité en cas d'effort horizontal exercé par le terrain supérieur.

c) pieu flottant sur toute la longueur

b) pieu flottant à la base

a) pieu résistant en pointe

Pour éviter le soulèvement ou le déplacement des puits ou des pieux occasionnés par le mouvement du sol, on réduit leur diamètre et on les arme.



a) pieu résistant en

b) pieu flottant à

c) pieu flottant sur

**Figure I- 8:**Utilisation des pieux

**I.10 Technique de renforcement par géotextiles**

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent être combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique. Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles.

**I.11 Conclusion :**

S'agissant du gonflement des sols argileux, il apparaît qu'on est devant un phénomène très complexe. Ce phénomène survient suite à l'interaction du matériau argileux avec l'eau, à différents stades entraînant la modification de plusieurs de leurs mécanismes physiques et chimiques.

Cette modification apparaît surtout sur la structure et de la texture du matériau argileux, du fait du nouveau réarrangement des particules et de la compensation des vides.

Une bonne compréhension de la caractérisation d'un sol argileux déduit par les essais d'identification qui sont très utiles pour l'évaluation du potentiel de gonflement, ne nous exempte pas des essais devant se faire en laboratoire sur des échantillons intacts afin d'en déterminer les paramètres exacts de gonflement par les méthodes expérimentales directes

## ***II- Chapitre II***

### ***Calcul de fondation sur sol gonflant***

**II.1 Introduction :**

Les premières publications traitant de méthodes de calcul des fondations sur sols gonflants étaient empiriques et portaient des travaux de Rigby et Dekena (1951), Salas et Serratos (1957) et Dawson (1953, 1959).

En 1959, la commission américaine pour les recherches dans le domaine de la construction (Building Research Advisory Board, « BRAB ») a présenté une méthode de calcul (BRAB, 1959) fondée sur les études de Dawson (1953, 1959). Par la suite, cette méthode de calcul a été améliorée plusieurs fois (BRAB, 1962 ; 1968).

Dans cette méthode, la fondation est représentée sous la forme d'une poutre à une seule travée, appuyée sur deux appuis dans le cas du gonflement des sols de fondation sous les bords de la fondation, et sous forme d'une poutre en console si le gonflement du sol se produit sous le centre de la fondation. Dans les deux cas, la réaction du sol est supposée uniformément répartie sur la surface de contact du sol et de la poutre, qui ne représente qu'une partie de la surface totale de la semelle de la fondation.

**II.2 DEFINITION :**

Une fondation est par définition superficielle lorsqu'elle repose sur un massif de sol, à surface généralement proche de l'horizontale, ou n'y est faiblement encastrée. Destinée à transmettre au massif de sol sous-jacent les charges dues au pied des constructions (bâtiments, ouvrages d'art,...), On appelle ainsi des fondations telles que la profondeur d'encastrement ( $D$ ) reste inférieure à 5 ou 6 fois la largeur de la fondation ( $B$ ).

Ce type de fondation peut être subdivisé en trois grandes catégories (figure II-1)

- Isolées
- Filantes
- Radiers

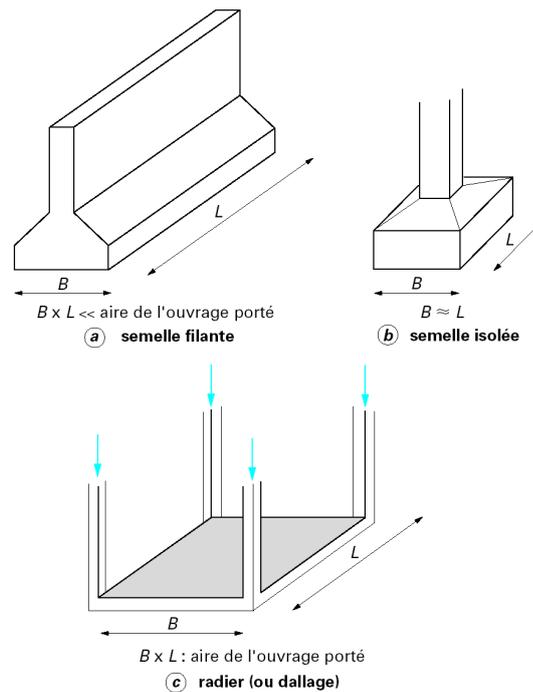


Figure II- 1:Types de fondations superficielles

### II.2.1 Les fondations isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou durond). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

### II.2.2 Les fondations filantes

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'ouvrage fondé.

### II.2.3 Les radiers

Lorsque la recherche de l'accord entre la descente de charge et la contrainte admissible conduit à augmenter la largeur des semelles filantes sous murs, on arrive au cas extrême où il y a recouvrement entre les zones d'action des semelles et, à la limite, où les semelles se touchent. Cela revient alors à mettre en œuvre une grande semelle occupant la totalité de la surface de la construction.

Cette configuration conduit au schéma du radier. Dans ce cas, la totalité de la surface au sol du bâtiment est sollicitée pour répartir les efforts apportés par les murs.

Exemple : une maison de 250 tonnes (2,5 MN) sur une surface au sol de 100 m<sup>2</sup> apporte au sol, si le radier est bien rigide, une contrainte de 0,025 MPa.

La structure du radier est simple. Il s'agit d'une dalle de béton (épaisseur courante : 20 à 35cm) reposant sur une assise en tout venant compacté).

Le radier travaille de manière inversée car les descentes de charges sont apportées par les murs qui sont répartis en périphérie (sauf les refends). La sollicitation est semblable au schéma de

la bulle de savon sur un anneau et que l'on déforme en soufflant. Les bords restent fixes sur le support tandis que le centre se déforme sous l'action de la pression.

On a donc un schéma de sollicitation inversé entre les murs. Le radier est donc armé en partie supérieure entre les murs.

### II.3 Calcul de contraintes admissible par les méthodes théoriques :

#### II.3.1 Cas générale :

Quant le chargement est appliquée sur une fondation, un tassement s'effectue avec la forme suivante :

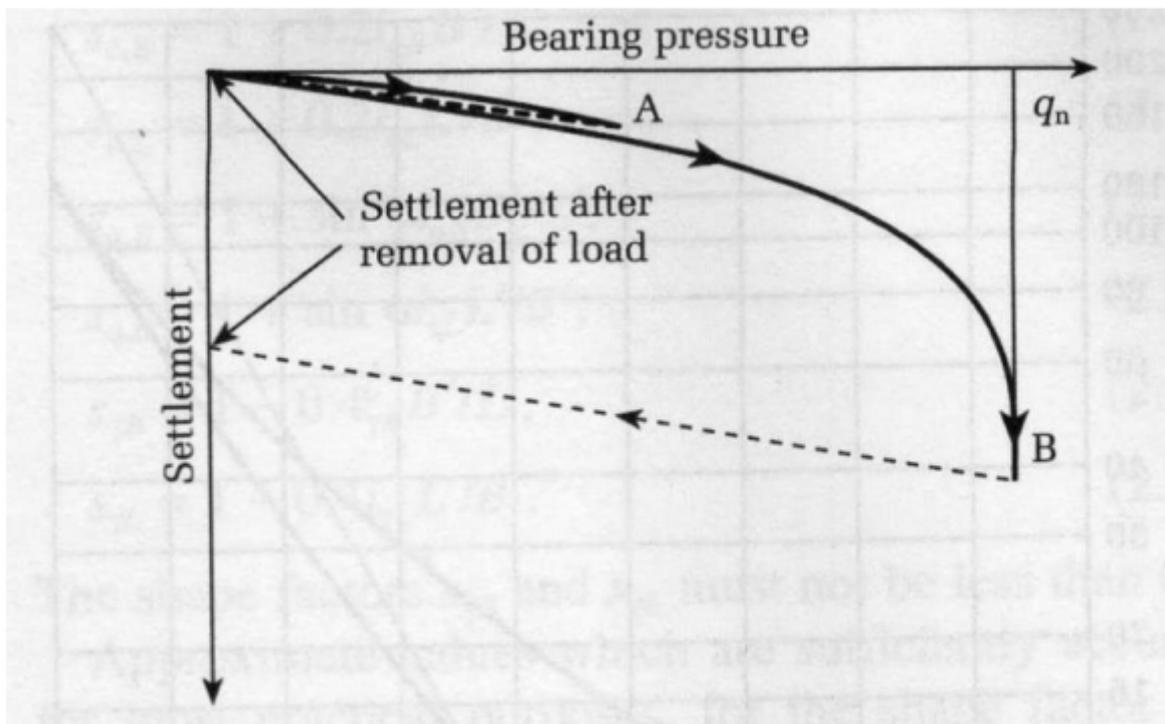


Figure II- 2: relation charge-tassement

Jusqu'au point A, le tassement de la fondation est petit et élastique (c-a-d qu'on enlève la charge la fondation va retourner au niveau initial).

Au point B, le tassement augmente rapidement sans même augmenter le chargement.  $q_f$  est donc atteinte et la fondation va poinçonner et se renverse accompagné par gonflement du sol avoisinant.

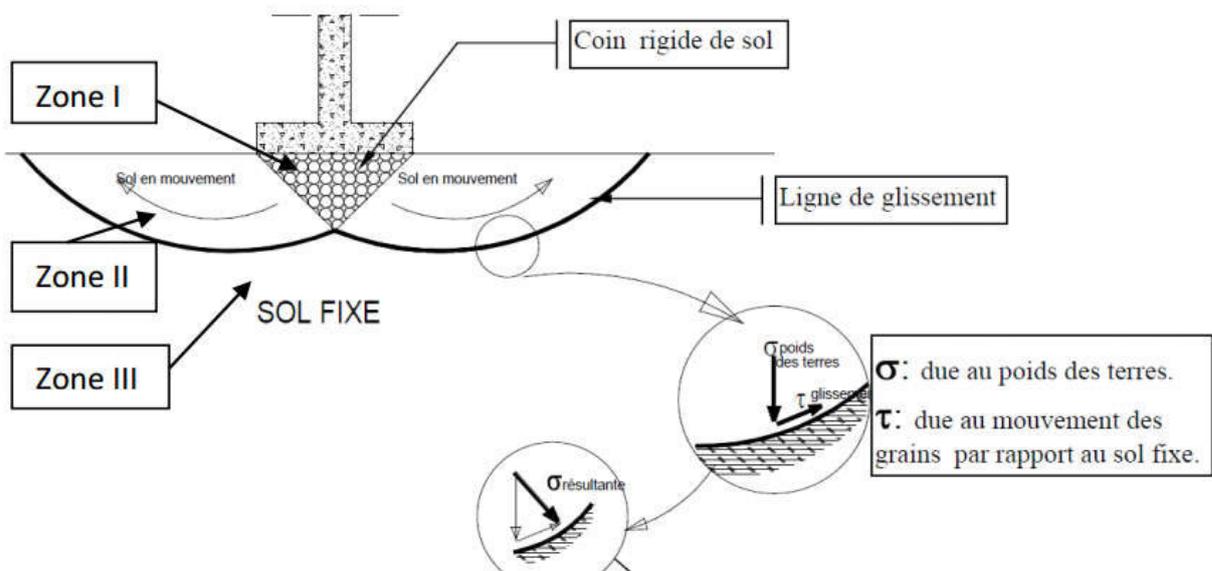


Figure II- 3: Schéma de rupture d'une semelle

$q_f$  : capacité portante

Zone I : zone très comprimée elle se déplace avec la semelle

Zone II : le sol est refoulé vers la surface. Les déplacements et cisaillements sont importants qui entraînent une rupture généralisée. Plusieurs équations ont été établies pour calculer  $q_f$ .

### II.3.2 Equations de Brinch Hansen (1978) :

$$q_f = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + p_o \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \quad (1)$$

Ou ;

$\gamma$  : masse volumique du sol sous le niveau de la fondation

B : largeur de la fondation

c : cohésion non drainée du sol

$p_o$  : pression effective due au poids des terres au niveau de la fondation

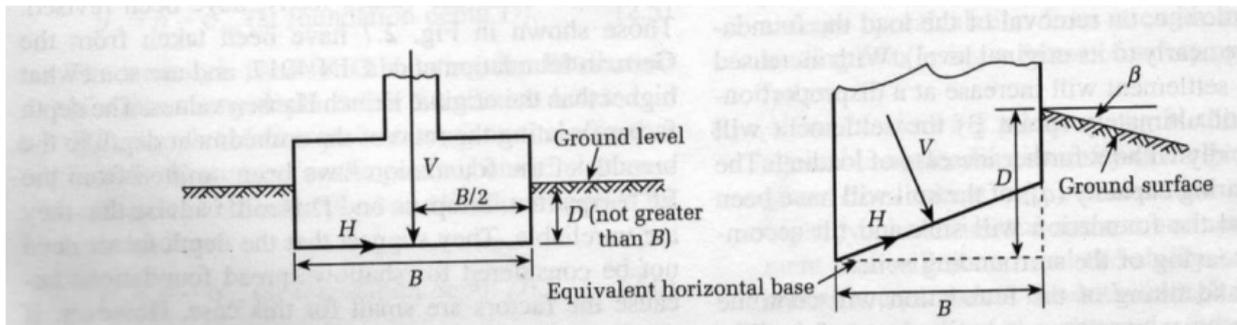
$N_\gamma, N_q, N_c$  : Coefficients de capacité portante =  $f(\varphi)$

$S_\gamma, S_q, S_c$  : coefficient de forme =  $f(B, \varphi)$

$d_\gamma, d_q, d_c$  : coefficient de profondeur =  $f(D)$

$i_\gamma, i_q, i_c$  : facteurs d'inclinaison de charge

$b_\gamma, b_q, b_c$  : facteurs d'inclinaison de la base



**Figure II- 4:** Disposition des charges pour l'équation générale de Brinch Hansen

$N_\gamma, N_q, N_c$  : sont données par Figure (II-5)

$S_\gamma, S_c$  : sont données par Figure (II-6) (pour les charges centrées verticales)

$S_q := S_c - (S_c - 1)/N_q$

On peut utiliser les valeurs approchées suivantes dans le cas de charge verticale centrée et  $B < L$  :

Tableau II- 1: Coefficients de forme pour cas de charge verticale

Forme de base	$S_c$	$S_q$	$S_\gamma$
Semelle filante	1	1	1
Rectangle	$1+0,2B/L$	$1+0,2B/L$	$1-0,4B/L$
Carre'	1,3	1,2	0,8
Cercle ( $\phi=B$ )	1,3	1,2	0,6

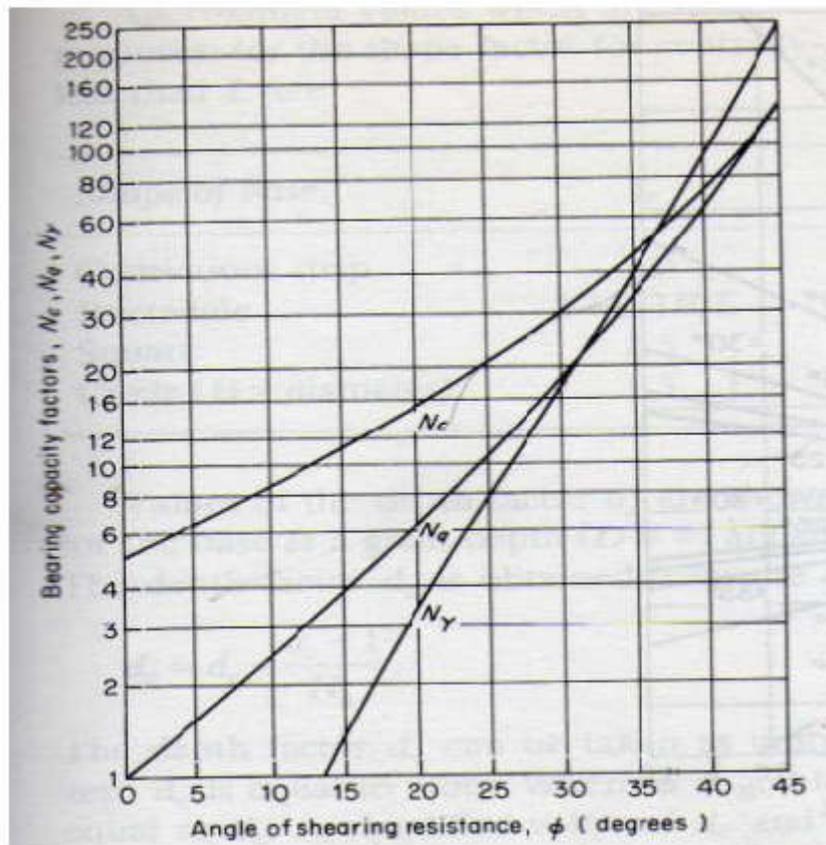


Figure II- 5: Facteurs de capacite' portante

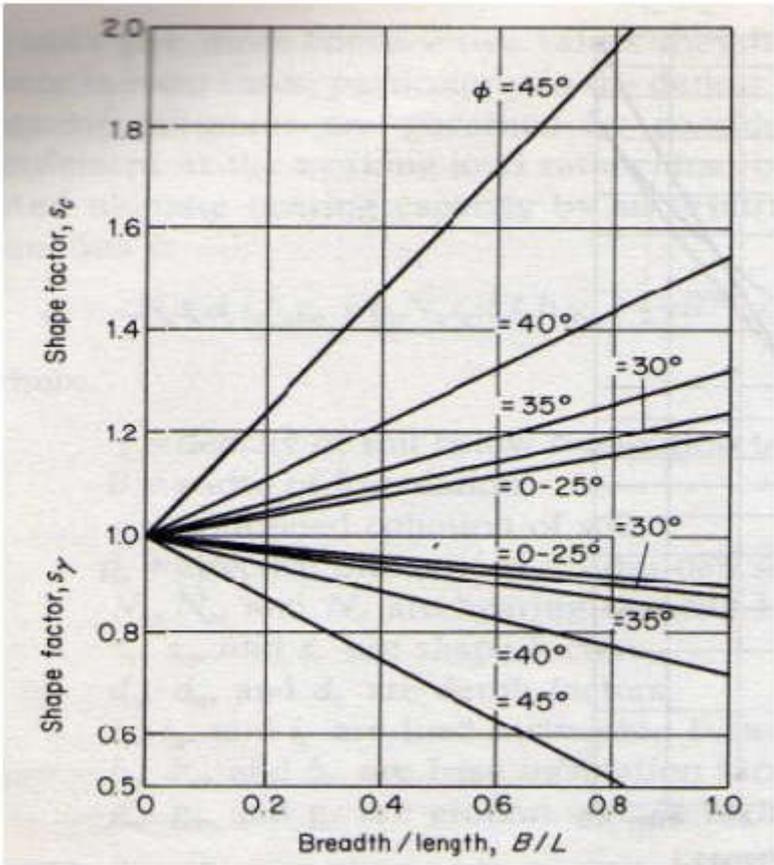


Figure II- 6: Facteurs de capacité portante

Les charges inclinées doivent être considéré dans les 2 directions en fonction de la largeur et la longueur effective B' et L' de la fondation. La méthode de Meyerhof est utilisée pour déterminer B' et L'.

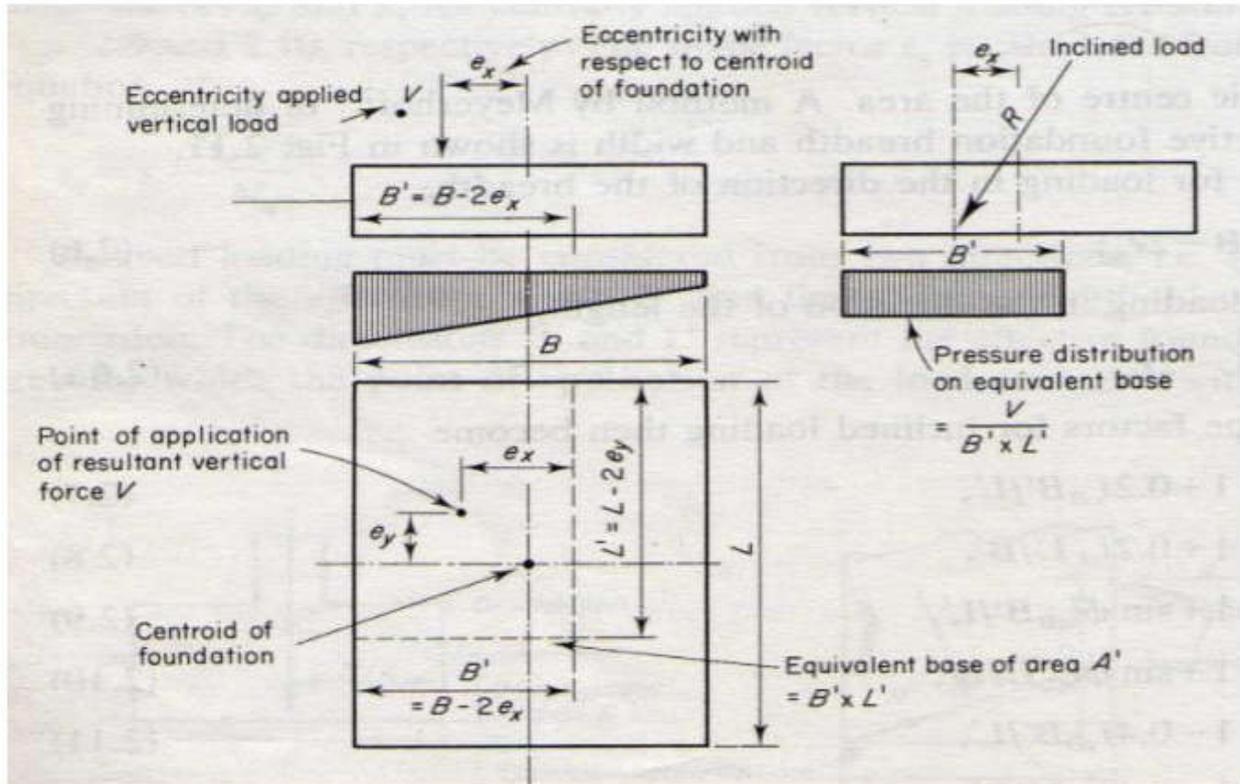


Figure II- 7: Transformation d'une fondation a charge excentrique

$B'=B-2e_x$  et  $L'=L-2e_y$  ;  $B'$  et  $L'$  doivent être utilisés dans l'équation (1)

Les coefficients de forme  $S_\gamma$ ,  $S_q$ ,  $S_c$  pour le chargement incliné deviennent :

$$S_{cB} = 1 + 0,2 \cdot i_c \cdot B' / L' \quad S_{cL} = 1 + 0,2 \cdot i_c \cdot L' / B'$$

$$S_{\gamma B} = 1 - 0,4 \cdot i_\gamma \cdot B' / L' \quad S_{\gamma L} = 1 - 0,4 \cdot i_\gamma \cdot L' / B'$$

$$S_{qB} = 1 + \sin \phi \cdot i_q \cdot B' / L' \quad S_{qL} = 1 + \sin \phi \cdot i_q \cdot L' / B'$$

Coefficients de profondeur  $d_c$ ,  $d_q$  et  $d_\gamma$  :

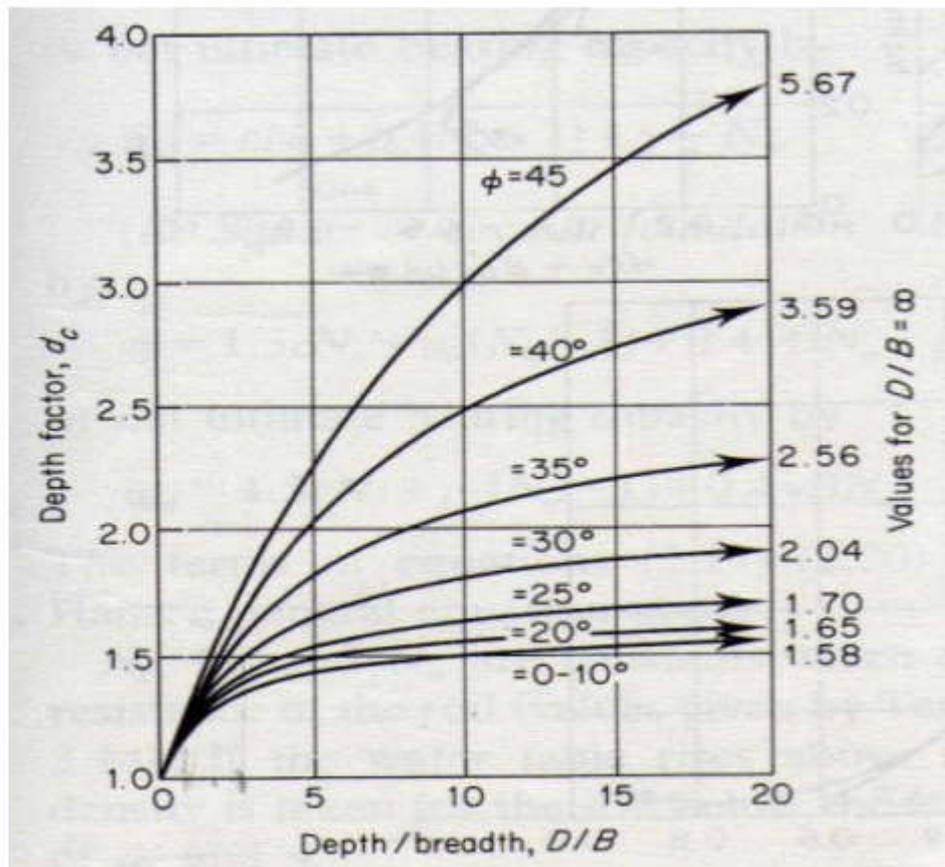
$d_c = f(D/B, \phi)$  donné par Figure (II-8).

$$d_q = d_c - (d_c - 1) / N_q$$

$$d_\gamma = 1$$

Si  $\phi = 0$  alors  $d_q = 1$

$N_q$  : facteur de capacité portante donné par Figure (II-6).

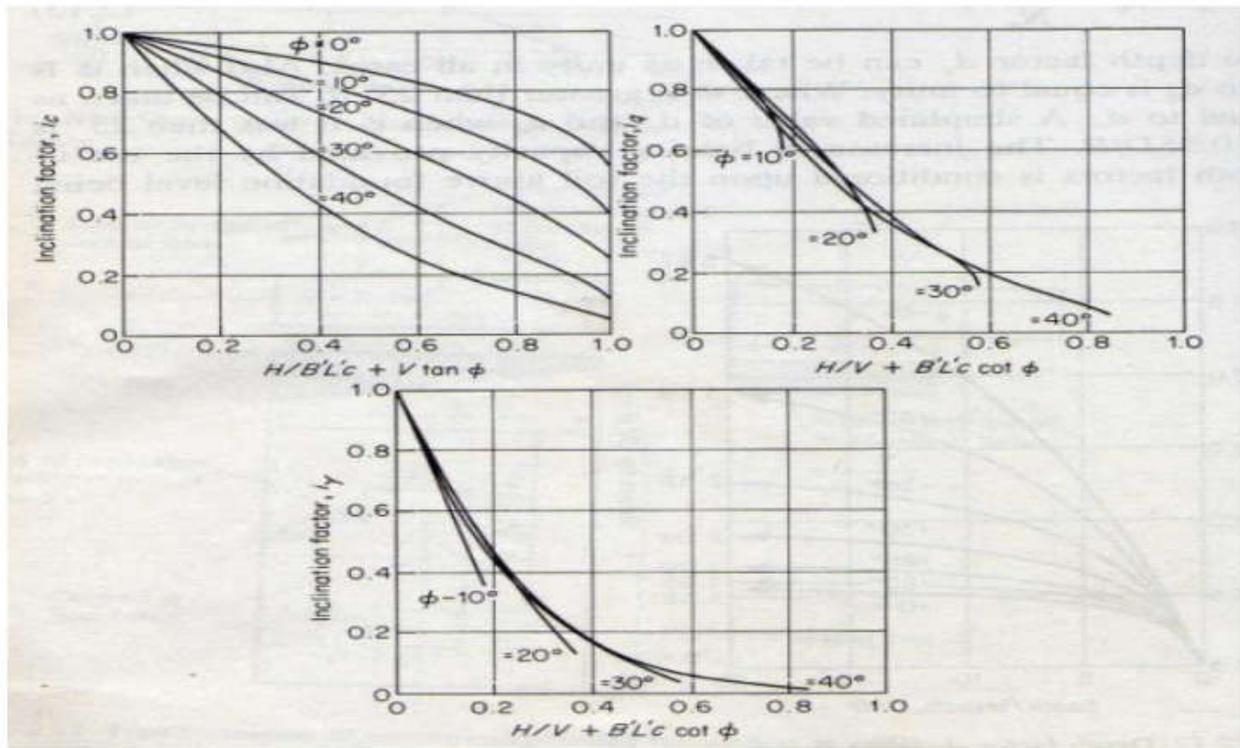


**Figure II- 8:** Facteurs de profondeur

L'augmentation de la capacité portante en utilisant les facteurs de profondeur est à utiliser à condition que le sol au dessus de la fondation n'est pas une résistance très inférieure au sol au dessous de la fondation. Si par contre un sol mou ou lâche existe au dessus du niveau de fondation les facteurs ( $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$ ) doivent être ignorés.

- Facteurs d'inclinaison de la charge  $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$

$i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma = f(H/B', L', V, \phi)$  voir Figure (II-9) avec H, V composantes de la charge



**Figure II- 9:** Facteurs d'inclinaison de la charge

Si  $H > V \tan \delta + c \cdot B' \cdot L'$  (avec  $\delta$  coefficient de frottement et  $c$  cohésion), on peut utiliser les approximations suivantes :

$$i_c = 1 - H/2 \cdot c \cdot B' \cdot L'$$

$$i_q = 1 - 1,5H/V$$

$$i_y = i_q^2$$

Facteurs d'inclinaison de la surface  $g_y, g_q, g_c$

$$g_y = g_q = 1 - \sin^2 \beta ; \beta \text{ (rad) : inclinaison du sol}$$

$$g_c = e^{-2\beta \tan \phi}$$

Facteur d'inclinaison de la base  $b_y, b_q, b_c$

Facteurs compliqués à déterminer cependant si la charge est perpendiculaire à la surface de la fondation, les fondations ayant une base inclinée peut être traitée comme ayant une base horizontale au même niveau que la plus basse extrémité de la fondation.

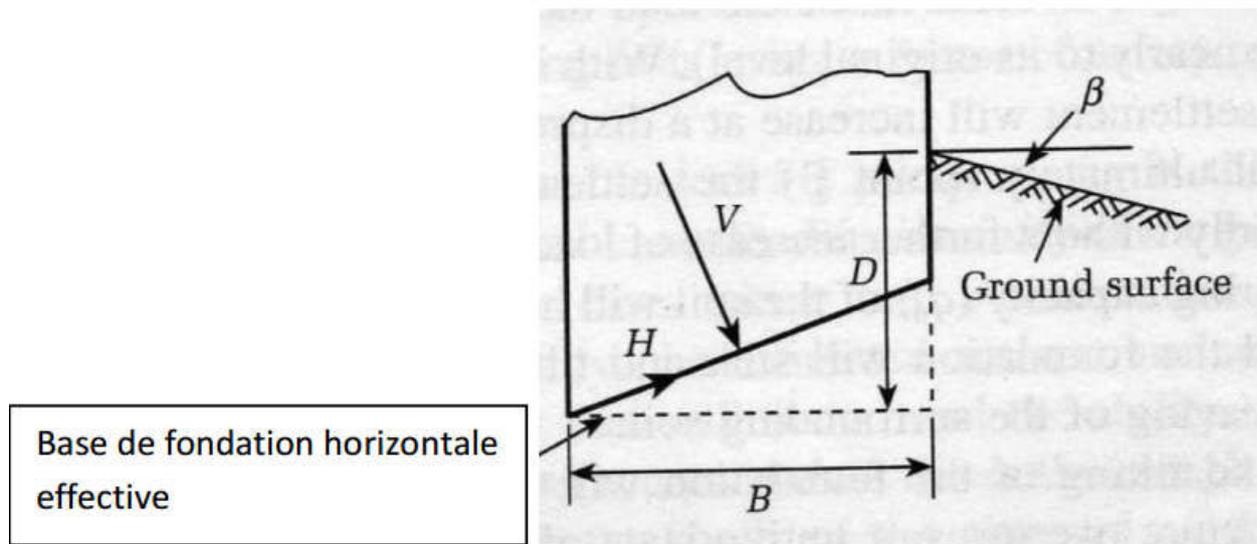


Figure II- 10: Traitement d'une fondation avec base inclinée

### II.3.3 Equations de Terzagui (1967) :

Ces équations ne tiennent pas compte des conditions générales de chargement de la fondation.

#### - Semelle carrée ou circulaire :

Contrainte de rupture :  $q_f = 1,3.c.N_c + p_o.(N_q - 1) + 0,4.\gamma.B.N_\gamma + p$  (2)

Contrainte de rupture nette :  $q_{fn} = 1,3.c.N_c + p_o.(N_q - 1) + 0,4.\gamma.B.N_\gamma$

#### - Semelle filante :

Contrainte de rupture :  $q_f = c.N_c + p_o.(N_q - 1) + \gamma.B.N_\gamma/2 + p$  (3)

Contrainte de rupture nette :  $q_{fn} = c.N_c + p_o.(N_q - 1) + \gamma.B.N_\gamma/2$

$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  constante dépendant de l'angle de frottement interne  $\phi$  sont données par l'abaque de Terzagui

## II.4 Choix des Paramètres du Sol

### II.4.1 Fondations sur sol pulvérulent

Pour les sols pulvérulents (sable et gravier) les conditions drainées sont applicables puisque  $k$  est très grand et donc les calculs se font en termes de contrainte effective.

Les paramètres de résistance sont  $c=0$  et  $\phi=\phi'$ , excepté pour les sables limoneux où  $c=c'$ .

$N_q$ ,  $N_\gamma$  sont obtenues avec Figure (II-11) (de Terzagui) ou Figure (II-5) (Brinch Hansen),  $\phi$  est estimé à partir des essais in situ (SPT, CPT) (figure II-12).

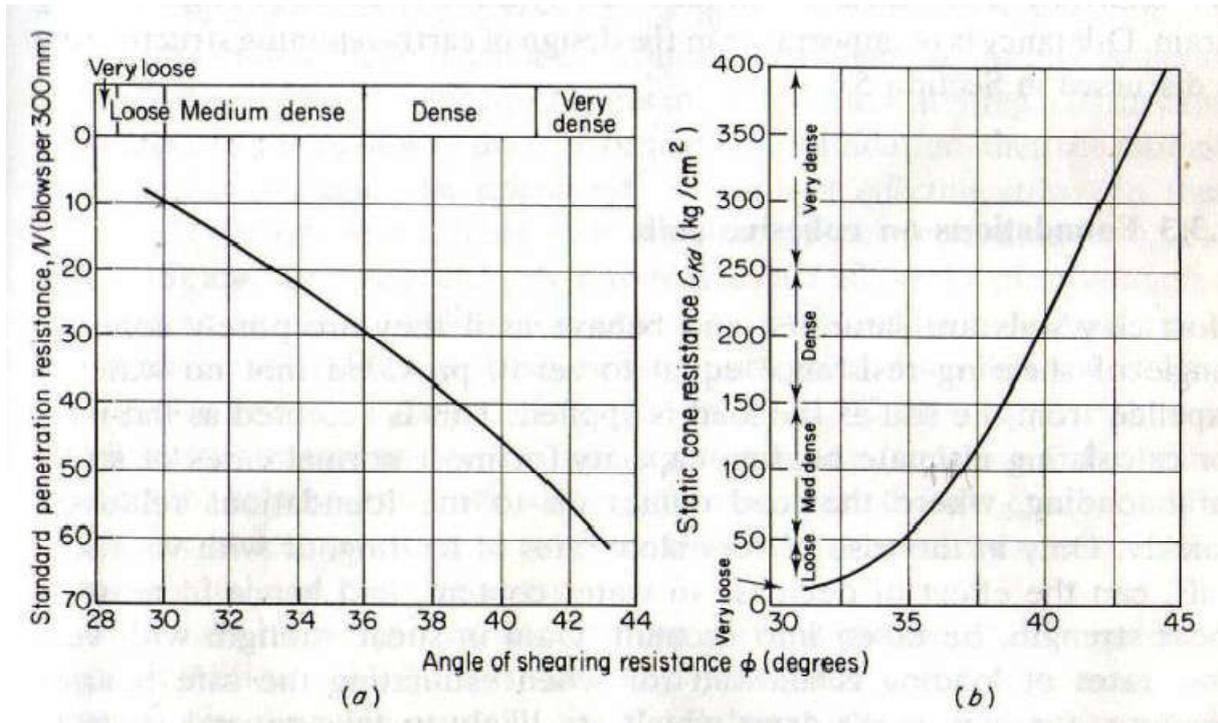


Figure II- 11: Détermination de l'angle de frottement des sols grenus à partir du SPT et CPT

Terzagui et Peck donne les valeurs suivantes de  $\phi$  pour sable sec, gravier et limon (a partir de la granulométrie), a utilise' pour un calcul préliminaire avant l'investigation géotechnique.

Tableau II- 2: Estimation de  $\phi$  pour un calcul préliminaire

	Gravier arrondi uniforme	Grain granulaire bien gradue'	Limon sableux	Sable graveleux	Limon inorganique
Lâche	27,5	33	27-33	35	27-30
Dense	34	45	30-34	50	30-35

Dans le cas de sable saturé, Terzagui et Peck prévoit de réduire  $\phi$  de 1 ou 2 degrés des valeurs ci-dessus.  $\phi$  obtenue du pressiomètre est en général plus grand que celui obtenue du SPT et CPT donc il faut être prudent.  $\phi$  du DPT n'est pas utilise'.

#### II.4.2 Fondations sur sol cohérents

- Lorsque le sol porteur est un sol cohérent on doit faire un calcul à court terme en contrainte totale. Le sol dans ce cas est caractérisé par sa cohésion non drainé'  $c_u$  et  $\phi=0$ . Le 2eme et 3eme terme dans l'équation (1) et (2) seront nuls. (c) est obtenu a partir de l'essai de cisaillement (TXL ou boîte) non drainé' immédiat (UU) ou bien obtenu indirectement par des essais in-situ (SPT, CPT, Pressiomètre, Scissomètre...)

- Quand le sol est suffisamment perméable pour que le drainage soit permis durant l'application des charges alors  $q_f$  doit être calculé en terme de contrainte effective. Le sol dans ce cas est caractérisé par les paramètres de résistance  $c'$  et  $\phi'$  obtenue par l'essai de cisaillement drainé (CD) ou non drainé avec mesure de pression interstitielle (CU+U).

UU : Essai non consolidé non drainé

CD : Essai consolidé drainé

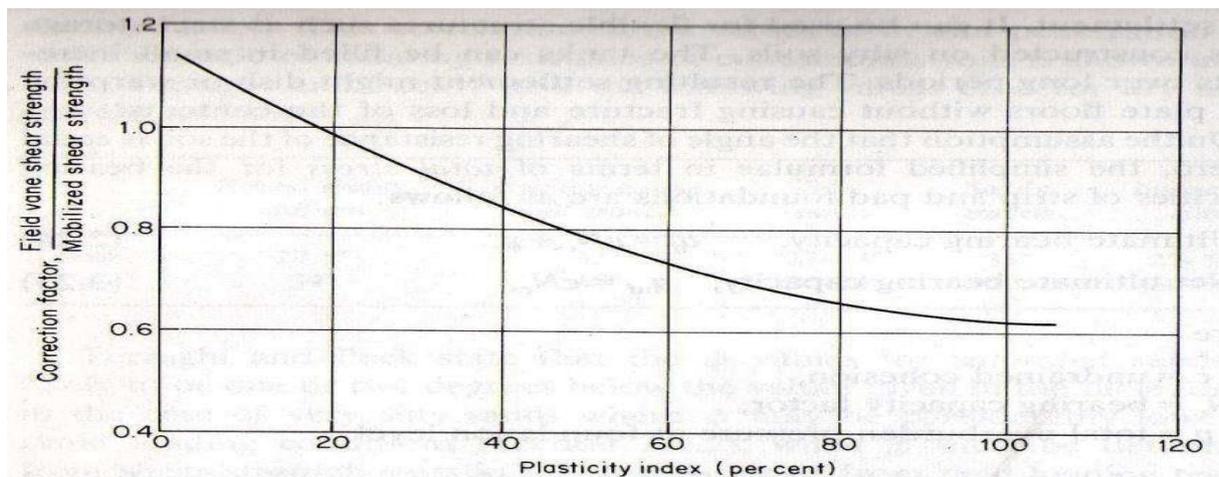
CU+U : Consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle

CU : Consolidé non drainé sans mesure de pression interstitielle

$q_f$  est obtenu en substituant  $c'$  et  $\phi'$  dans les équations (1), (2) et (3). Il est recommandé de faire les calculs en contrainte totale et effective pour tout les calculs de fondation et même pour les travaux temporaires.

### II.4.3 Corrections

-  $N_c$  obtenue pour conditions non drainées ( $\phi=0$ ) est basée sur des essais de cisaillement non drainés sur des échantillons de labo chargés verticalement. Il est possible d'estimer  $c_u$  dans les sols argileux mous par le scissomètre. Cependant Bjerrum a remarqué que due à l'effet d'anisotropie du sol et la différence du taux de chargement entre l'essai du scissomètre qui est rapide



**Figure II- 12:**Facteur de correction pour résistance de cisaillement non drainée des argiles NC

- Dans le cas d'argile molle à ferme, les valeurs de  $N_c$  obtenues des abaques de Brinch Hansen sont trop conservatrices. Les valeurs de Skempton seront utilisées dans ce cas (Figure II-14).

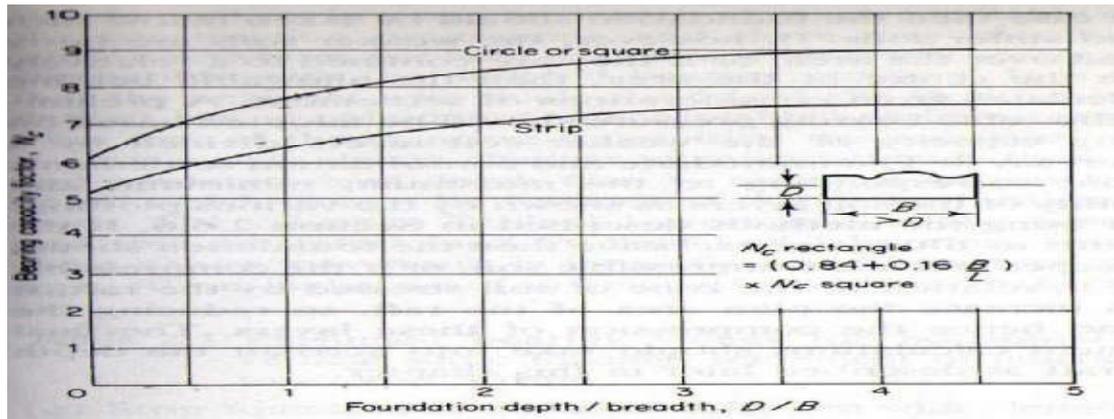


Figure II- 13:Facteur de capacité portante  $N_c$  pour sols argileux ( $\phi=0$ )

## II.5 Essai Pressiométrique :

Méthode extraite des Règles Techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil CCTG, Fascicule 62 titre V, 2012). Ces règles sont adoptées par la norme Eurocode 7 : Calcul Géotechnique – Partie 1 : Règles Générales.

- Calcul de Pression limite équivalente  $pl^*$  :

Eurocode 7 (EC7) donne la méthode suivante :

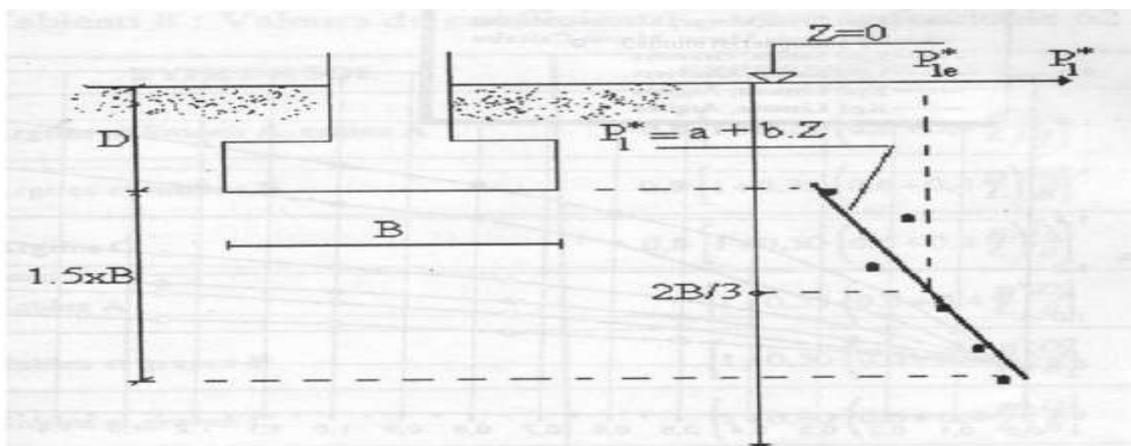


Figure II- 14:Linéarisation du profil pressiométrique dans un sol à paramètres variant faiblement

$pl$  : pression limite obtenue par pressiomètre

$pl^*$  : pression limite nette =  $pl - p_o$

$p_o$  : pression horizontale des terres au repos

$ple^*$  : pression limite nette équivalente : moyenne géométrique des valeurs nettes dans la zone ( $D$  à  $D+1,5B$ ) ;  $D$  étant la profondeur de la fondation

Sol homogène sur  $1,5B$  sous une fondation superficielle :  $ple^* = pl^*(D+2B/3)$

Dans le cas d'une fondation superficielle sur des couches de sol non homogène avec des  $p_l$  du même ordre de grandeur alors  $p_{le}^*$  est obtenue comme suit :

$$p_{le}^* = n \sqrt{p_{l1}^* \cdot p_{l2}^* \cdot \dots \cdot p_{ln}^*}$$

Si  $n$  valeurs de  $p_l^*$  sont dans  $(D$  à  $D+1,5B)$  de profondeur

❖ Contrainte de rupture (Menard)  $q_f$

$$q_l = k_p \times p_{le}^* + q_0$$

$q_0$  : contrainte verticale à la base de la fondation

$k_p$  : facteur de portance pressiométrique = f (sol,  $D_e$ , dimensions de fondation) donné par le tableau suivant du Fascicule 62 :

**Tableau II- 3:** Valeurs du coefficient de portance  $k_p$

TYPE DE SOL	EXPRESSION DE $k_p$
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \cdot \left[ 1 + 0,25 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \cdot \left[ 1 + 0,35 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \cdot \left[ 1 + 0,50 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Sables A	$\left[ 1 + 0,35 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[ 1 + 0,50 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[ 1 + 0,80 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \cdot \left[ 1 + 0,27 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées (***)	$\left[ 1 + 0,27 \cdot \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_f}{B} \right]$

Le tableau ci après donne des fourchettes indicatives de la pression limite  $p_l$  pouvant faciliter le classement des sols partir du pressiomètre.

Tableau II- 4: Classification conventionnelle des sols

CLASSE DE SOL			PRESSIONNÈTRE $p_1$ (MPa)	PÉNÈTRONNÈTRE $q_c$ (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0	3,0 - 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0	8,0 - 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
CRAIES	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 - 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	-
MARNES	A	Tendres	1,5 - 4,0	-
MARNO-CALCAIRES	B	Compacts	> 4,5	-
ROCHES <sup>(1)</sup>	A	Altérées	2,5 - 4,0	-
	B	Fragmentées	> 4,5	-

De : fiche ou hauteur d'encastrement équivalente

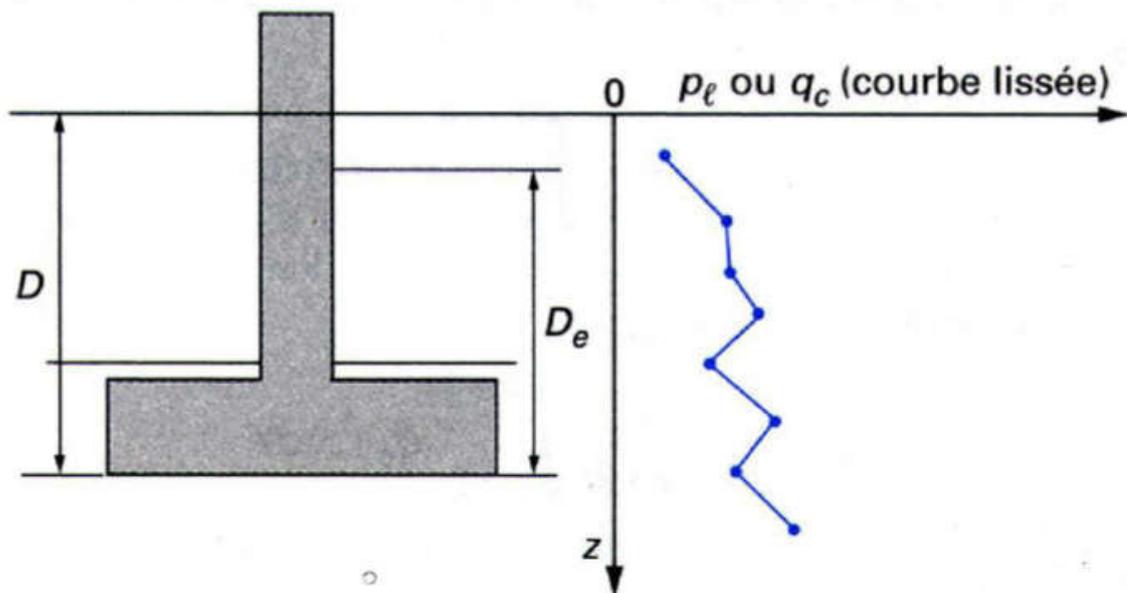
$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_d^D p_{li}^*(z)$$

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_{i=1}^{i=N} P_{li}^* \cdot \Delta z_i$$

N étant le nombre de pli\* entre d et D, D profondeur de la fondation

$\Delta z_i$  : distance entre mesures

d = 0 sauf s'il existe des couches de très mauvaises caractéristiques en surface dont on ne désire pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement.



**Figure II- 15:** Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle

## II.6 Tassement Des Fondations Superficielles :

### II.6.1 Tassement Total et Différentiel :

Le tassement des fondations est le critère le plus important pour estimer la contrainte admissible :

- Poinçonnement évité par l'adoption d'un coefficient de sécurité
- Il est nécessaire de connaître :
  - Les causes du tassement
  - Effets du tassement total et différentiel sur la structure
  - Méthodes d'estimer le tassement
  - Calcul des fondations pour minimiser les effets du tassement
- Le tassement d'une fondation se décompose en 2 parties  $p_i$  et  $p_c$
- Cas d'une excavation :

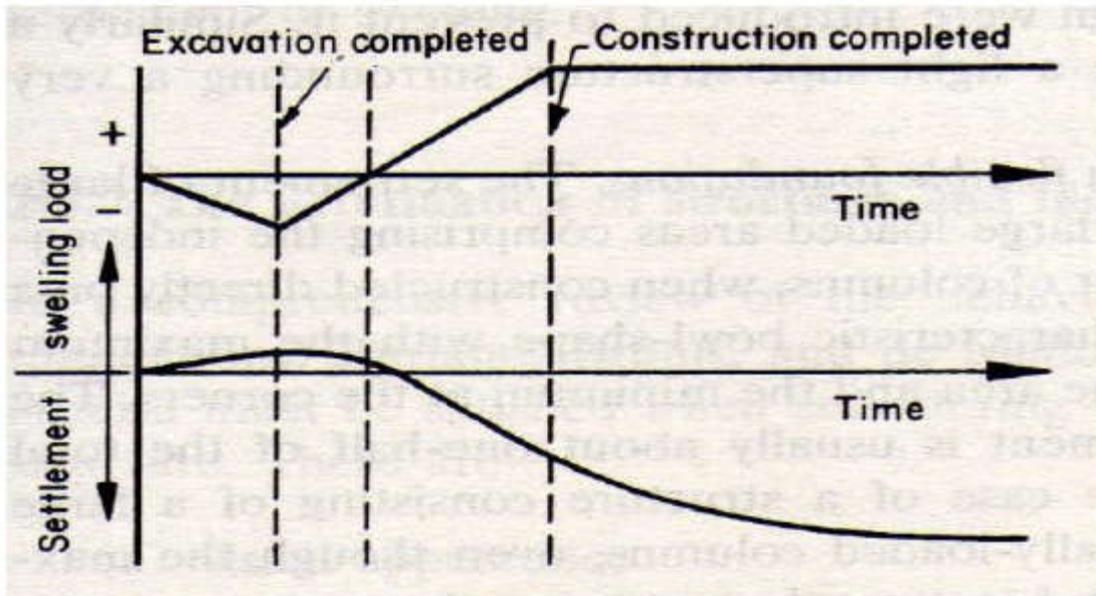


Figure II- 16: Relation charge-tassement pour une structure

- $\rho_i$  : tassement immédiat, déformation élastique du sol et prend place durant l'application des charges
- $\rho_c$  : tassement de consolidation, réduction du volume du sol due à l'exclusion de l'eau interstitielle
- le tassement différentiel est plus important que le tassement total
- les tassements différentiel (TD) apparaissent si :
  - variation dans les couches ou variation du chargement
  - grande surface charge' sur fondation flexible (souple)
  - différente période de construction des parties adjacente d'une structure → joint vertical nécessaire
  - Variation des conditions du site : talus, démolition, excavation induit une différence des états de contrainte → gonflement et tassement différentiel

## II.7 Estimation du Tassement de Fondations sur Sol Sans Cohésion :

Le tassement est estimé par des méthodes empiriques basées sur le SPT, pénétromètre statique et pressiomètre.

### II.7.1 Estimation des tassements par SPT

- Méthode de Burland et Burbridge (1985)
- Sol surconsolidé :  $\rho = f_s \cdot f_i \cdot f_t \cdot ((q_n' - 2/3 p_o') B_0, 7 I_c)$  en mm

$\rho$  : tassement

$f_s$  : facteur de forme,  $f_i$  : facteur de profondeur,  $f_t$  : facteur temps

$q_n'$  : pression appliquée moyenne nette (kN/m<sup>2</sup>)

$p_o'$  : pression effective verticale max initiale (kN/m<sup>2</sup>)

$B, I_c$  : largeur de fondation (m), indice de compressibilité

$$f_i = \rho_t / \rho_i = H (2 - H/z_i) \text{ pour } z_i > H$$

$z_i$  : profondeur d'influence de la charge (Figure II-19)

$H$  : épaisseur de la couche

$f_i = 1$ , si  $z_i \leq H$

$f_t = 1 + R_3 + R \log_{10} t/3$

$t \geq 3$  ans

$R$  : rapport de retrait = 0,2 pour charge statique

= 0,8 pour charge non statique

$R_3$  : tassement dépendant du temps = 0,3 charge statique

= 0,7 charge non statique

$I_c$  : valeur fonction du SPT (Figure II-18)

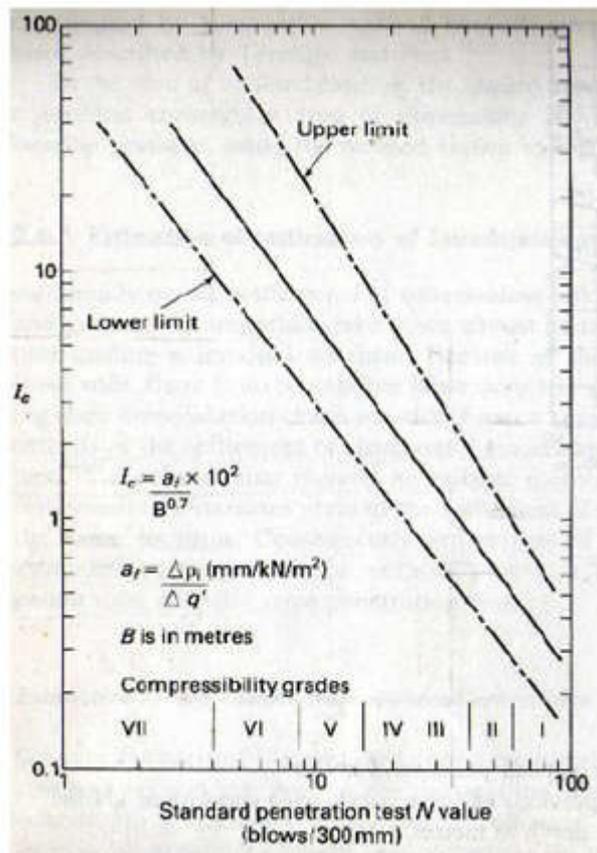


Figure II- 17: Valeur de l'index de compressibilité  $I_c$  pour sables et graviers

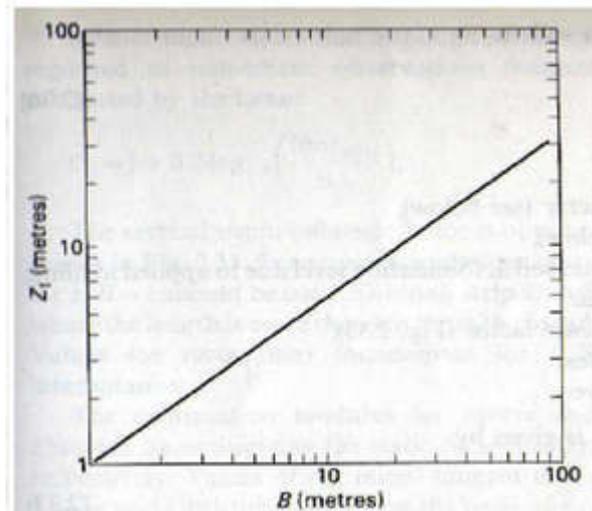


Figure II- 18:Relation entre largeur chargée et profondeur d'influence

## II.7.2 Estimation du tassement par penetro-statique ( Shmertmann 1978)

Pour semelles carrées :

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot (q - q_0') \sum_0^{4B} \frac{I_{zk}}{E_{sk}} \Delta Z_k$$

Pour semelles filantes :

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot (q - q_0') \sum_0^{2B} \frac{I_{zk}}{E_{sk}} \Delta Z_k$$

- C1, c2 facteur de correction de profondeur et de fluage respectivement

$$C_1 = 1 - 0,5 \frac{q_0'}{q - q_0'}$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log(\text{années}/0,1)$$

-  $q - q_0'$  : augmentation de charge nette sur le sol au niveau de la fondation

- B,  $\Delta Z_k$  : largeur de fondation, épaisseur de la couche de sol k

-  $I_{zk}$  : facteur d'influence de la déformation verticale au milieu de l couche k (Figure II-20)

-  $q_0'$  : contrainte effective verticale initiale au niveau de la base

-  $E_{sk}$  : module de déformation du sol au milieu de la couche k

- semelle carrée et circulaire :  $E_s = 2,5q_c$

-Semelle filante :  $E_s=3,5q_c$  ; avec  $q_c$  résistance de pointe

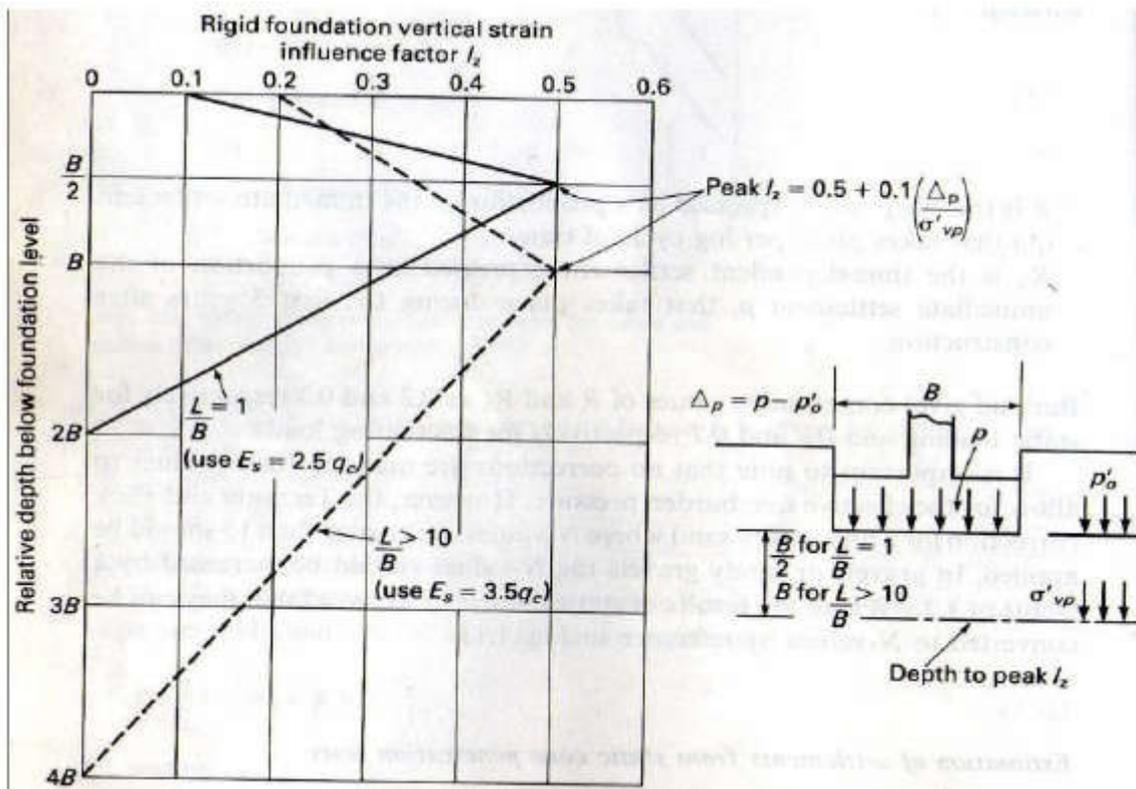


Figure II- 19: Diagramme des Facteur d'influence vertical de déformation

### II.8 Calcul des tassements par les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard :

La méthode de calcul des tassements à partir du pressiomètre Ménard proposée par le fascicule 62-v ; est la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousseau.

Le module pressiométrique  $E_m$  est un module déviatorique . Particulièrement adapté au calcul du tassement des fondations pour lesquelles le champ de contrainte déviatorique est prépondérant ; à savoir les fondations «étroites» ; telles les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art (contrairement aux fondations de grandes dimensions au regard de la couche compressible ; tels les remblais et les radiers).

Le tassement à 10 ans d'une fondation encastrée d'au moins une largeur B (pour une fondation posée près de la surface ajouter 20 %) est donné par les relations :

$$S(10 \text{ ans})=S_c+S_d$$

Tassement volumique :

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \times E_c} \times (q - \sigma_v) \times \lambda_c \times B$$

Tassement déviatorique :

$$S_d = \frac{2}{9 \times E_d} \times (q - \sigma_v) \times B_0 \times \left( \lambda_d \times \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Avec :

$q$  contrainte verticale appliquée par la fondation,

$\sigma_v$  Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,

$\lambda_d$  et  $\lambda_c$  coefficients de forme, donnés en fonction des B/L

$\alpha$  coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la

Roche) et du temps,

$B$  largeurs (ou diamètre) de la fondation,

$B_0$  une dimension de référence égale à 0,60 m,

$E_c$  et  $E_d$  modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement.

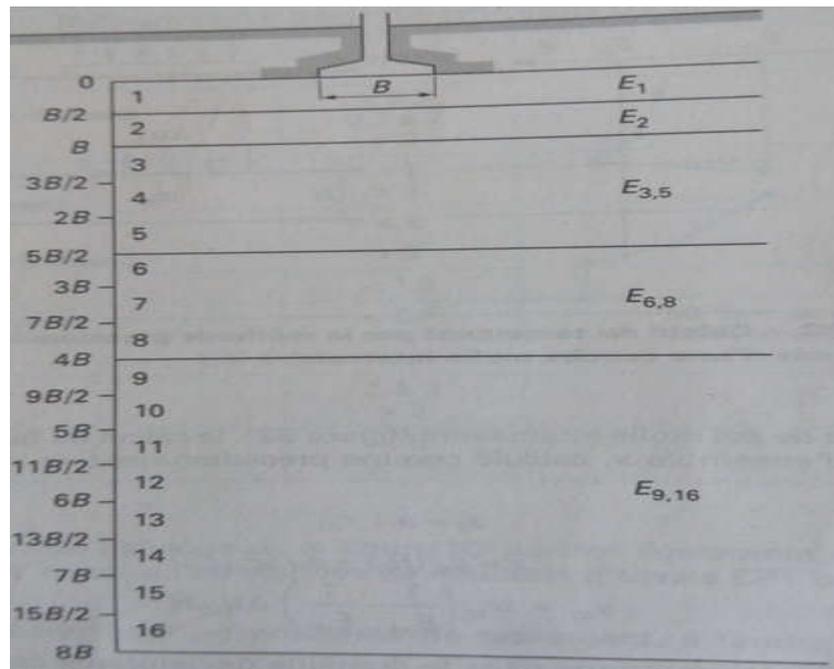
Le calcul des modules équivalents  $E_c$  et  $E_d$  est effectué d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple ( contrainte uniforme ), d'autre part en considérant que les déformations volumiques prépondérantes sous la fondation , jusqu'à la profondeur  $B/2$  , pour le calcul de  $E_c$  et que les distorsions ont de l'influence jusqu'à la profondeur  $8B$  (figure II-21).

**Tableau II- 5:**Coefficients de forme  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$

Coefficients de forme $\lambda_c$ et $\lambda_d$						
L/B	cercle	carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau II- 6: Coefficient rhéologique  $\alpha$ 

Type	Tour	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roch
	$\alpha$	E/Pl	$\alpha$	E/Pl	A	E/Pl	$\alpha$	E/Pl	$\alpha$		$\alpha$
Surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturés	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré...	1	9à16	2/3	8à14	½	7à12	1/3	6à12	1/4	Normal.....	1/3
Sous-consolidé altéré et remanié ou lache.....		7à9	1/2	5à8	½	5à7	1/3			Très fracturés....	1/3
										Très altéré....	2/3



**Figure II- 20:** Modules pressiométrique à prendre en compte pour le calcul des tassements d'une fondation

-Le calcul des modules  $E_c$  et  $E_d$  se fait de la manière suivant :

$E_c$  est pris égal au module  $E_1$  mesuré dans la tranche d'épaisseur  $B/2$  situé sous la fondation :

$$E_c = E_1$$

$E_d$  est obtenu par l'expression :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}}$$

## II.9 Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique :

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sol fin cohérents est l'essai oedométrique. Il s'agit d'un essai de consolidation uniaxiale (déformations latérales nulles). A partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir :

-soit des modules sécants, appelés module «oedométrique»  $E_{oed}$ , rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume (ou les coefficients de compressibilité  $m_v$ , rapports des variations de volume aux variations de la contrainte effective, c'est-à-dire  $m_v = 1/E_{oed}$ ) ;

-soit dans le cas des sols fins, l'indice de compression  $C_c$  (respectivement l'indice de gonflement  $C_s$ ), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du

logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement sur-consolidé).

A' partir de la distribution avec la profondeur de l'un ou l'autre de ces paramètres, ainsi que de celle de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcul le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu,  $S_{oed}$ . Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression  $C_c$   $S_{oed}$  est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène :

$$S = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\Delta \sigma_z + \sigma'_{v0}}{\sigma'_p}$$

Avec :

H épaisseur de la couche de sol compressible.

$e_0$  son indice des vides initial (avant consolidation).

$\sigma'_{v0}$  contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche.

$\Delta \sigma_z$  accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche.

$\sigma'_p$  pressions de préconsolidation.

Dans le domaine surconsolidé (si  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$ ), le calcul est le suivant :

$$S = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\Delta \sigma_z + \sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

Pour la partie  $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_z < \sigma'_p$ .

$C_s$ , l'indice de gonflement est nettement plus faible que  $C_c$  et le tassement dans le domaine sur-consolidé peut être négligé dans certaines conditions par rapport du tassement dans le domaine normalement consolidé.

En théorie, pour l'application au calcul du tassement d'une fondation superficielle, il aurait lieu de faire trois corrections. La première pour tenir compte des tassements qui se produisent avant la consolidation (tassement immédiat à volume constant, ou tassement non drainé pour les sols fins saturés), la seconde pour tenir compte des déformations latérales (champ de déformation bidimensionnel ou tridimensionnel régnant sous la fondation, à opposer au champ unidimensionnel régnant sous l'axe d'un remblai de grande longueur, par exemple) et, enfin la troisième pour tenir compte du tassement différé ou de fluage, encore appelé tassement secondaire  $S_\alpha$ . On aboutit alors à la formule générale suivante pour le tassement total  $S_t$  :

$$S_t = S_i + S_c + S_\alpha$$

Ou'  $S_i$ ,  $S_c$  et  $S_\alpha$  sont respectivement, le tassement immédiat, le tassement de consolidation et le tassement secondaire.

Le tassement immédiat  $S_i$  est traditionnellement calculé par la théorie élastique linéaire en utilisant le module d'Young non drainé du sol avec un coefficient de poisson égal à 0,5.

La correction pour tenir compte des déformations latérales a été introduite par SKempton et Bjerrum sous forme d'un facteur  $\mu$ , fonction du coefficient de pression interstitielle  $A$  et la géométrie du problème :

$$S_c = \mu S_{oed}$$

Le coefficient  $A$  est mesuré lors d'essais triaxiaux. Cette correction est donnée sur la figure (II-22). Notons qu'elle n'est d'un usage facile, car le paramètre  $A$  n'est pas constant ; il varie au cours du chargement à l'essai triaxial.

Dans la pratique courante le tassement secondaire  $S_a$  est souvent négligé pour les fondations superficielles. Il faut cependant s'en préoccuper dans certains cas (fondation de grandes dimensions, structure portée très sensible aux tassements , etc.).

Les conclusions de Burland et al. concernant tant les tassements totaux que les tassements immédiats des sols élastiques et des sols mous «plastiques» aboutissent aux règles pratiques suivantes , qui sont suffisantes pour la plupart des cas courants

$$S_i = 0.5 \text{ à } 0.6 S_{oed}$$

$$S_c = 0.5 \text{ à } 0.4 S_{oed}$$

$$S_t = S_{oed}$$

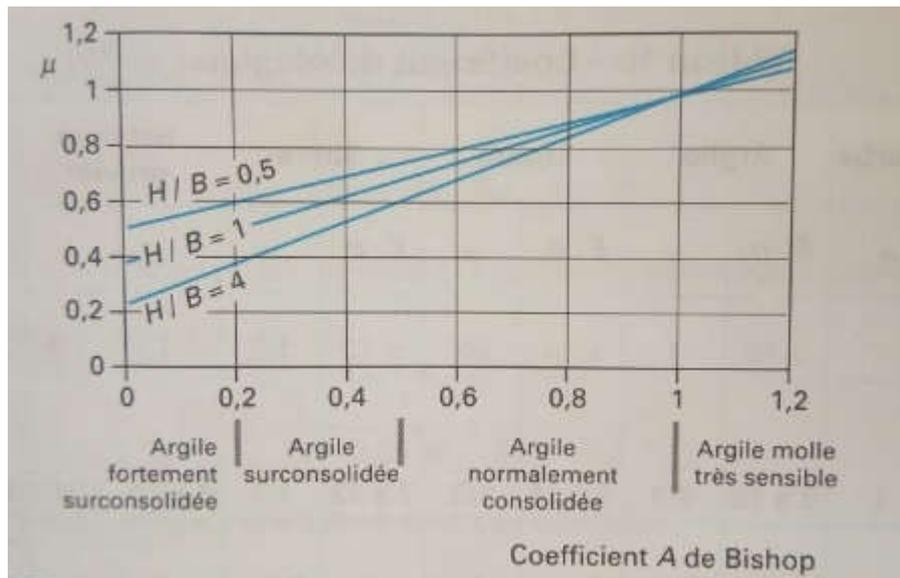
**-argiles molles normalement consolidées :**

$$S_i = 0.1 S_{oed}$$

$$S_c = S_{oed}$$

$$S_t = 1.1 S_{oed}$$

Le tassement immédiat  $S_i$  peut également être déterminé par le calcul élastique non drainé indiqué plus haut.

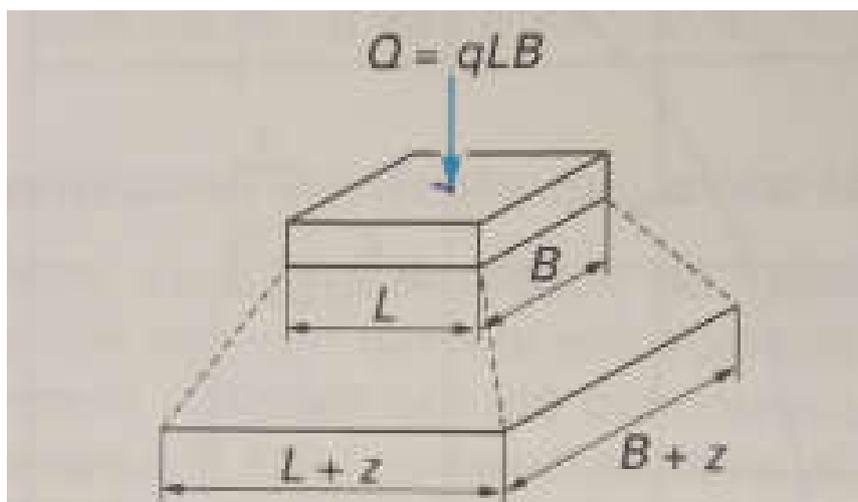


**Figure II- 21:**facteur correcteur  $\mu$  pour tenir compte des déformations latérales

### II.10 Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur :

Dans certain cas, il peut être suffisant de se servir d'une méthode approchée consistant à supposer une diffusion de la contrainte  $q$  à 1 pour 2 la profondeur. A' la profondeur  $z$  , l'accroissement de contrainte  $\Delta\sigma_z$  sous une semelle rectangulaire  $L \times B$  est alors (figure II-23):

$$\Delta\sigma_z = \frac{QBL}{(B+z)(L+z)}$$



**Figure II- 22:**méthode approchée pour le calcul de la répartition des contraintes au sein d'un massif

### ***III- Chapitre III***

#### ***Identification générale de la zone d'étude***



**III.1.2 Description du site :**

D'un point de vue topographique, le terrain est globalement plat et couvre une superficie d'environ 1.7 Hectare. Il est bordé au sud par une route, au nord par une clôture en dur, et le complément du terrain, à l'ouest par une propriété résidentielle et à l'Est, par une clôture en dur. Lors de notre intervention, il subsistait des constructions qu'il est prévu de démolir. Du point de vue géologique, d'après la carte géologique de la région de CHERAGA au 1/50 000e, la zone étudiée est représentée par des terrains essentiellement du plaisancien (P1 bleu) où l'on trouve des argiles – marneuses, à faciès verdâtre et bleutés dénommées « marnes bleues du plaisancien », il s'agit de dépôts marins profonds, très riches en micro fossiles, cette assise est très homogène et on la retrouve dans tous les bassins mio-plio – quartenaire littoraux de l'Algérie. Les marnes plaisanciennes couvrent une large surface au sud-ouest d'Alger, région connue comme le Sahel d'Alger, et représentent le substratum sur lequel le développement de la ville d'Alger va se réaliser dans le futur. L'unité marneuse principale présente une épaisseur de plus de 200 m et forme généralement un substratum homogène. Elle est surmontée par des matériaux altérés et fissurés. L'épaisseur de cet horizon supérieur varie avec la pente et le contexte topographique. D'après le zonage sismique de l'Algérie (Centre National de la recherche parasismique C.G.S.), le site étudié est classé en zone de sismicité III (zone de forte sismicité). L'application des règles parasismiques est donc obligatoire.

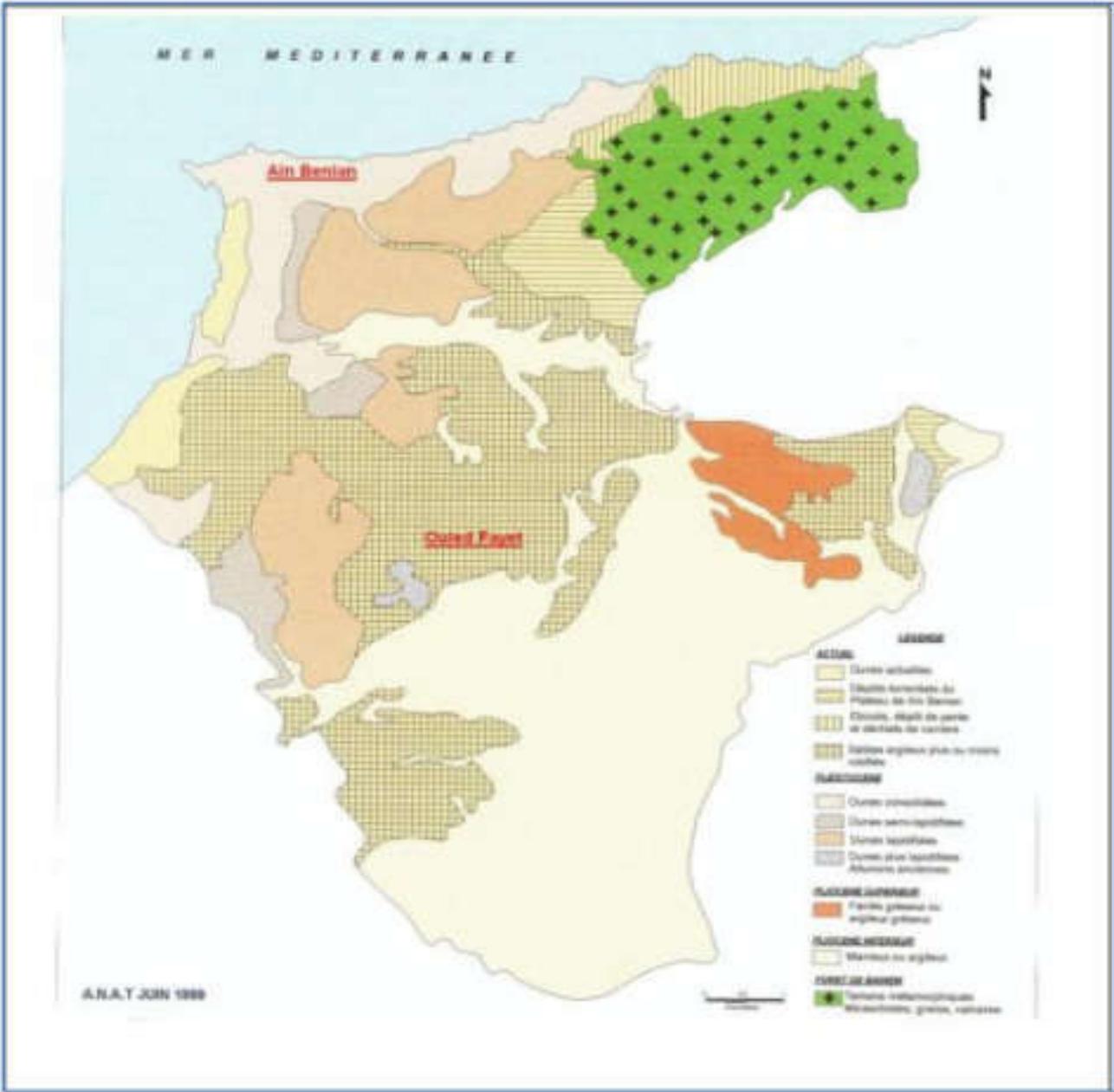


Figure III- 1: Carte Géologique de la région de CHERAGA (ANAT, Juin1999)

### III.2 Contexte géologique

#### ➤ Géologie régionale

D'après la carte géologique de Chéraga au 1/50.000<sup>e</sup> est constituée, du point de vue géologique, d'une dominance de terrain d'âge Pliocène inférieur (Plaisancien), marneux ou argileux qui affleurent dans le Sahel Sud Ouest et Est recouvert par des sédiments Astiens.

Les marnes sont des dépôts marins profonds, très riches en microfossiles. Cette assise est très homogène et on retrouve dans tous les bassins Mio-Plio-Quaternaires littoraux de l'Algérie.

Les marnes plaisanciennes sont le siège de glissement et de fluage (en relation avec la topographie et la présence d'eau), de gonflement lors d'une surcharge insuffisante et dans les conditions de saturation en eau, d'écroulement lors de décapage excessifs et de dessèchement des parois mises à nu.

#### ➤ Géologie locale

La relation des deux sondages carottés de 30<sup>m</sup>.00 de profondeur nous a permis de constater que le sol en place est constitué par des limons argileux brunâtres à jaunâtres suivies par des argiles jaunâtres peu caillouteuses surmontant des marnes grises à bleuâtres renfermant des passages sableuses à coquille en profondeur dans certains endroit.

### III.3 Sismicité :

Les tremblements de terre font peser de graves menaces sur les populations qui vivent dans des régions sismiques. Ils peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des ponts, des barrages,...etc. D'où la sismicité de la région étudiée doit être obligatoirement connue.

De cela vient l'intégration du règlement parasismique algérien "*RPA99 modifié en 2003*" qui permet de diviser le territoire national en cinq zones de sismicité croissantes :

- **Zone 0** : sismicité négligeable;
- **Zone I** : sismicité faible;
- **Zone IIa** : sismicité moyenne;
- **Zone IIb** : sismicité élevée ;
- **Zone III** : sismicité très élevée.

Notre projet se situe dans la ville de cherraga (Alger). Cette dernière est classée dans la *zone III* qui est de forte sismicité.

### III.4 Programme de reconnaissance géotechnique :

L'investigation géotechnique menée dans le cadre de cette étude et dont le programme a été défini par le client, a consisté en la réalisation des essais suivants :

**III.4.1 Essai de laboratoire :**

Essai de laboratoire	
Essai d'identification	Essai mécanique
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Analyse granulométrique (Norme NF 94-05) et sédimentométrie</li> <li>- Mesure des densités sèches (<math>\delta_s</math>) humide (<math>\delta_n</math>) et du degré de saturation (<math>S_r</math>);</li> <li>- Limites d'Atterberg (Norme NF P 94-051) pour déterminer la teneur en eau naturelle (<math>W</math>), la limite de liquidité (<math>W_L</math>) et l'indice de plasticité (<math>I_p</math>);</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Essai de compression simple RC avec mesure du module de déformation NF P 94 077</li> <li>- Essai de cisaillement rectiligne type CU NF P 94 071-1</li> <li>- Essai de gonflement libre NF XP p 94-090-1</li> <li>- essai de gonflement sous contrainte de 1 kg/cm<sup>2</sup> (appareil œdomètre)</li> <li>- essai de gonflement sous contrainte de 2 kg/cm<sup>2</sup> (appareil œdomètre)</li> <li>- essai de gonflement sous contrainte de 3 kg/cm<sup>2</sup> (appareil œdomètre)</li> <li>- Essai de consolidation à l'œdomètre NF XP p 94-090-1</li> </ul>

**III.4.2 Essai in-situ :**

Essai in-situ		
Sondage pressiométrique	Sondage carottés	Sondage carotte en piézomètre
8 Sondage pressiométrique en diamètre 63 ; 5mm reparte come suite -4 Sondage pressiométrique de 40m de profondeur sous les trois tours -4 Sondage pressiométrique de 25m de profondeur sous la galette	2 sondages carottes de 25m avec prise dix échantillons intacts entre 10m et 25m de profonde (5 échantillons dans chaque sondage)	2 sondages carotte en piézomètre (tubes PVC perforés) pour mesure le niveau d'eau de la nappe phréatique

### **III.5 Résultat de la campagne géotechnique**

#### **III.5.1 Résultat des essais in-situ :**

Les travaux de reconnaissance sur le site ont été effectués entre le 25 mai et le 22 juin 2014 et ont consisté à la réalisation de 02 sondages carottés de 25m équipés en piézomètre pour mesurer le niveau d'eau de la nappe phréatique. En plus 08 sondages pressiométriques de 40 m et 25 m ont été réalisés respectivement au droit des futures tours et sous les bâtiments R+4.

Le programme de travail (nombre et localisation des sondages) a été déterminé par la SARL HEG.

Tous les travaux sur le terrain ont été réalisés sous la supervision constante d'un membre du personnel technique de 3Geotech-btp.

Les résultats des différents types d'essais réalisés au droit des sondages sont présentés aux sections suivantes.

##### **III.5.1.1 Sondages carottés :**

Les sondages carottés, numérotés SC-1 et SC-2 ont été effectués à deux cotés opposés de la Tour 2 (voir plan d'implantation en annexe).

Lors de l'exécution des forages, des échantillons des sols ont été prélevés en continu sur toute la profondeur au moyen d'un carottier double.

L'échantillonnage des sols intacts a été effectué à l'aide d'un échantillonneur type Shelby.

05 échantillons non remaniés ont été prélevés entre 10 et 25 mètre dans chaque sondage.

Les sondages que nous avons réalisés (voir en annexe les coupes des sondages) ont permis de mettre en évidence l'existence en profondeur (à partir de 7 m) d'un sol marneux gris compacte, recouvert par une marne argileuse brune à grise peu compacte.

##### **Remarque :**

Nous rappelons qu'il n'est pas toujours évident de distinguer les variations horizontales et/ou verticales éventuelles, inhérentes aux changements de faciès, compte tenu de nombre de sondage effectué par rapport à la surface concernée par le projet. De ce fait, les caractéristiques indiquées précédemment ont un caractère représentatif mais non absolu

##### **III.5.1.2 Sondages pressiométrique :**

Les essais au pressiomètre Menard (norme Pr P 94-110) ont été réalisés sur site conformément au plan joint en annexe, de façon à couvrir toute la partie destinée à recevoir le futur projet.

Il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place, effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation volumétrique du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

Le tableau 1 ci-dessous récapitule les différentes caractéristiques du sol déduites à partir des essais pressiométriques, à savoir :

La pression limite  $p_{lm}$  qui caractérise la résistance de rupture du sol ;

Le rapport  $E/p_{lm}$  entre le module pressiométrique  $EM$  qui définit le comportement pseudo-élastique du sol et la pression limite  $p_{lm}$

**Tableau III- 1:** Résultats des essais pressiométriques

PROFONDEUR (m)	SP3		SP4		SP5		SP6	
	$p_{lm}$	$E/ p_{lm}$						
3,00	0,22	2,68	0,42	13,4	1,08	9,4	0,44	8,1
6,00	0,42	3,07	0,99	27,9	1,04	5,5	1,31	14,7
9,00	1,51	3,46	1,58	15,7	2,54	22,0	2,09	76,0
12,00	1,99	6,17	2,05	62,1	1,58	19,0	2,38	6,0
14,00	3,43	2,80	2,46	10,8	2,00	44,9	2,59	8,5
16,00	2,17	7,25	2,67	22,4	2,60	7,5	2,28	11,7
18,00	2,56	9,79	3,37	15,8	3,71	20,6	3,01	28,6
20,00	3,36	7,97	3,03	7,9	3,65	25,0	3,00	24,3
22,00	3,83	8,67	2,68	13,1	3,18	23,9	2,83	26,4
24,00	3,13	8,62	2,70	20,0	3,86	19,5	3,06	30,9
26,00	3,44	8,55	3,91	11,7	3,84	18,8	3,52	27,2
28,00	3,82	10,09	3,94	11,6	4,10	17,4	2,77	65,0
30,00	3,87	12,11	3,66	18,5	3,86	12,7	2,51	24,6
32,00	3,94	7,02	4,39	19,1	4,43	16,2	2,73	4,5
34,00	4,51	7,17	4,50	15,5	4,16	18,4	2,44	38,2
36,00	7,37	4,11	4,17	26,0	4,31	25,0	2,46	23,0
38,00	4,98	7,73	4,78	27,4	4,34	16,6	2,67	28,8
40,00	8,02	14,94	5,35	92,2	5,41	17,4	2,69	28,6

PROFONDEUR (m)	SP1		SP2		SP7		SP8	
	p <sub>lm</sub>	E/ p <sub>lm</sub>						
02,00	0,83	11,56	0,68	8,25	0,54	23,3	0,53	19,79
04,00	0,66	10,68	0,79	8,54	0,69	20,7	1,19	24,67
06,00	0,94	10,88	0,36	11,63	1,10	7,5	1,20	28,50
08,00	1,61	8,59	0,88	9,32	1,66	21,4	1,53	19,15
10,00	1,56	7,93	1,84	9,37	1,82	20,6	1,78	21,06
12,00	1,87	7,50	2,05	9,70	1,95	19,3	2,67	102,08
14,00	1,73	7,89	3,14	4,73	1,98	19,1	2,97	24,50
16,00	2,27	10,04	2,42	9,27	2,02	35,7	2,40	28,21
18,00	2,11	11,27	2,76	11,16	2,82	21,2	2,63	26,47
20,00	3,01	7,69	2,88	9,01	2,80	23,4	3,14	22,84
22,00	2,96	10,20	3,62	8,92	2,94	22,9	3,07	19,75
24,00	3,34	6,94	3,17	7,56	3,01	32,3	3,51	21,32

Les caractéristiques mécaniques des sols mesurées au moyen d'essais pressiométriques dans les sondages, s'avèrent:

Faibles à moyennes, et hétérogènes, sur les premiers 10 m avec des pressions limites de 0,216MPa à 1,51MPa. ;

Bonnes à très bonnes à partir de 10 m avec des pressions limites allant de 1,56MPa à plus de 5 MPa.

Par ailleurs les rapports E/p<sub>lm</sub> obtenus, révèlent que ces sols sont en majorité sur- consolidés à normalement consolidés.

### III.5.1.3 Mesure du niveau de la nappe phréatique :

Deux piézomètres en PVC ont été laissés en place dans les trous des sondages SC01 et SC02.

Des mesures des niveaux de l'eau souterraine ont été effectuées entre le 08 et 18 juin 2014.

Le tableau III-2 présente les résultats obtenus lors de la mesure des niveaux d'eau dans les piézomètres.

**Tableau III- 2:** Mesure des niveaux d'eau dans les piézomètres

DATE RELEVÉ	DU	NIVEAU D'EAU PROF. (m)	
		SC-1	SC-2
08/06/2014		2.10	2.70
09/06/2014		2.25	2.35
10/06/2014		2.26	2.41
11/06/2014		2.43	2.44
12/06/2014		2.47	2.48
13/06/2014		2.46	2.51

Il est important de souligner que le niveau de l'eau dans les sols est susceptible de fluctuer à la hausse ou à la baisse selon les saisons et/ou les conditions climatiques, et peut donc se retrouver à des profondeurs différentes à d'autres périodes de l'année. Afin de préciser la profondeur exacte de l'eau souterraine, d'autres lectures seraient requises à différentes périodes.

### **III.5.2 Essai de laboratoire :**

Tous les échantillons prélevés dans les sondages ont été transportés à notre laboratoire pour les besoins d'analyses, d'identification et de classification. Ils ont tous fait l'objet d'un examen visuel attentif de la part d'un géotechnicien.

Les échantillons de sol prélevés à différentes profondeurs et jugés représentatifs des conditions en place, notamment ceux prélevés au moyen de l'échantillonneur Shelby ont été soumis à des essais de laboratoire afin de compléter les informations recueillies lors des travaux de chantier quant à leurs caractéristiques géotechniques.

#### **III.5.2.1 Essais d'identification :**

Les échantillons prélevés des sondages carottés SC-1 et SC-2 ont fait l'objet des essais suivants :

Analyses granulométriques (Norme NF P 94-05) et sédimentométriques;

Mesure des densités sèches ( $\delta_s$ ) humide ( $\delta_n$ ) et du degré de saturation ( $S_r$ );

Limites d'Atterberg (Norme NF P 94-051) pour déterminer la teneur en eau naturelle ( $W$ ), la limite de liquidité ( $W_L$ ) et l'indice de plasticité ( $I_p$ );

Analyses chimiques sommaires sur quelques échantillons pour l'évaluation du degré d'agressivité du sol vis-à-vis des fondations.

Tous les échantillons prélevés dans les sondages, incluant ceux qui n'ont pas été soumis à des essais de laboratoire, seront conservés pour une durée de 90 jours, et ce, à compter de la date d'émission du rapport final. Par la suite, ceux-ci seront détruits à moins qu'un avis écrit, quant à leur destination, nous soit transmis.

Les tableaux (III-3, III-4 et III-5) récapitulent les résultats des essais d'identification réalisés sur les échantillons prélevés dans les sondages carottés SC1 et SC2 :

**Tableau III- 3:** Résultats des mesures de densité et teneur en eau

SONDAGE N°	ÉCHANTILLON PROFONDEUR (m)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	W (%)	Sr (%)	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )
SC01	10.7-11.46	1.45	31	96	1.90
	15.0-15.40	1.47	30	96	1.90
	16.8-17.20	1.42	31	98	1.91
	17.5-18.05	1.49	29	97	1.92
	19.0-19.30	1.48	29	96	1.91
	21.0-21.40	1.50	28	96	1.93
	21.5-21.95	1.48	29	95	1.91
	23.8-24.10	1.50	29	97	1.93
SC02	10.80-11.10	1.42	34	100	1.91
	11.60-11.80	1.46	30	95	1.91
	13.45-13.75	1.46	32	100	1.93
	15.45-16.00	1.41	33	96	1.87
	19.00-19.30	1.45	32	99	1.91
	21.25-21.50	1.47	31	100	1.93
	24.60-24.90	1.47	31	100	1.93

**Tableau III- 4:** Résultats des essais granulométriques et sédimentométrie :

SONDAGE N°	ÉCHANTILLON PROFONDEUR (m)	GRANULOMETRIE		SEDIMENTOMETRIE	
		Dmax	<0.08	20 µm	2 µm
SC01	10.7-11.46	2	84	69	38
	15.0-15.40	5	77	62	35
	16.8-17.20	1	97	68	38
	17.5-18.05	5	80	58	34
	19.0-19.30	2	80	56	29
	21.0-21.40	5	92	64	37
	21.5-21.95	5	92	62	35
	23.8-24.10	2	93	58	30
SC02	10.80-11.10	2	86	59	36
	11.60-11.80	2	90	70	45
	13.45-13.75	2	84	52	33
	15.45-16.00	2	82	44	26
	19.00-19.30	5	86	58	36
	21.25-21.50	2	90	59	36
	24.60-24.90	2	94	51	28

Tableau III- 5: Résultats des mesures des limites d'Atterberg

SONDAGE N°	ÉCHANTILLON PROFONDEUR (m)	LIMITES D'ATTERBERG			
		WL	WP	IP	IC
SC01	10.7-11.46	57	26	31	0.84
	15.0-15.40	54	26	28	0.86
	16.8-17.20	48	26	22	0.77
	17.5-18.05	53	24	29	0.83
	19.0-19.30	47	25	22	0.82
	21.0-21.40	52	26	26	0.92
	21.5-21.95	47	23	24	0.75
	23.8-24.10	53	26	27	0.89
SC02	10.80-11.10	58	29	29	0.83
	11.60-11.80	58	30	28	1.00
	13.45-13.75	48	26	22	0.73
	15.45-16.00	58	28	30	0.83
	19.00-19.30	51	26	25	0.76
	21.25-21.50	51	26	25	0.80
	24.60-24.90	44	24	20	0.65

L'analyse granulométrique à partir des sondages carottés, a révélé que ces sols correspondent à des argiles marneuses (% pourcentages des passants à 80  $\mu$ m compris entre 82 et 100% et les passants à 2 $\mu$  entre 26 et 45%) ;

D'autre part Les échantillons présentent des densités sèches faibles à moyennes ( $1.42 \leq \gamma_d$  t/m<sup>3</sup>  $\leq 1.50$ ), associées à des teneurs en eau élevées, entre 28.00% et 34.00%.

Les sols sont dans un état saturé, les valeurs du degré de saturation (Sr), sont supérieures à 90 %.

D'après les valeurs des limites d'Atterberg obtenues, les sols en place s'intègrent dans le domaine des sols peu à très plastiques. L'indice de consistance IC varie entre 0.65 à 1.00, ce qui dénote des sols consistants.

**III.5.2.2 Essais mécaniques :**

Le tableau 6 présente le programme des essais mécaniques réalisés au laboratoire

**Tableau III- 6:** Programme d'essais mécaniques

DESIGNATION DE L'ESSAI	NORME	ECHANTILLON PROFONDEUR(m)	
		SC01	SC02
<i>Essai de compression simple RC avec mesure du module de déformation</i>	<i>NF P 94 077</i>	10,70 - 11,46 16,80 - 17,20 17,50 - 18,05 19,00 - 19,30	10,80 - 11,60 13,45 - 13,75 21,25 - 21,50
<i>Essai de cisaillement rectiligne type CU</i>	<i>NF P 94 071-1</i>	16,80 - 17,20	10,80 - 11,10 13,45 - 13,75
<i>Essai de gonflement libre</i>	<i>NF XP p 94-090-1</i>	10,70 - 11,46 15,00 - 15,40 17,50 - 18,05	11,60 - 11,85 15,45 - 16,00 24,60 - 24,90
<i>essai de gonflement sous contrainte de 1 kg/cm<sup>2</sup> (appareil œdomètre)</i>		10,70 - 11,46 15,00 - 15,40	11,60 - 11,85 15,45 - 16,00 24,60 - 24,90
<i>essai de gonflement sous contrainte de 2 kg/cm<sup>2</sup> (appareil œdomètre)</i>		10,70 - 11,46 15,00 - 15,40	11,60 - 11,85 15,45 - 16,00 24,60 - 24,90
<i>essai de gonflement sous contrainte de 3 kg/cm<sup>2</sup> (appareil œdomètre)</i>		10,70 - 11,46 15,00 - 15,40	11,60 - 11,85 15,45 - 16,00 24,60 - 24,90
<i>Essai de consolidation à l'œdomètre</i>	<i>NF XP p 94-090-1</i>	10,70 - 11,46 15,0 - 15,40 17,50 - 18,05	15,45 - 16,00 19,00 - 19,30

**III.5.2.2.1 Essais de compression simple RC:**

Les échantillons carottés ont été soumis à des essais de compression simple avec mesure du module de déformation « E » (norme NF P 94 077). Les résultats obtenus sont repris dans le tableau III-7 :

**Tableau III- 7 : Résultats d'essais de compression simple RC**

SONDAGE N°	ÉCHANTILLON PROFONDEUR (m)	RC (BAR)	E (BAR)
SC01	17,50 - 18,05	12.80	340
	19,00 - 19,30	12.70	335
SC02	10,80 - 11,60	13.78	225
	13,45 - 13,75	16.24	458
	21,25 - 21,50	13.82	233

Les valeurs de la résistance à la compression simple obtenues révèlent que les marnes sont moyennement dures.

#### III.5.2.2.2 Essais cisaillement rectiligne type cu :

Les échantillons prélevés ont fait l'objet d'essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande du type consolidé, non drainé (CU) en vue de mesurer les valeurs de la résistance au cisaillement du sol à savoir l'angle de frottement ( $\phi$ ) et la cohésion (C).

Les résultats de ces essais sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau III- 8: Résultats d'essais de cisaillement rectiligne type « CU »**

SONDAGE N°	ÉCHANTILLON PROFONDEUR (m)	COHESION C (BAR)	FROTEMENT $\phi$ (°)
SC01	16,80 - 17,20	1.15	21.11
	21.00-21.40	1.30	21.00
SC02	10,80 – 11,10	0.52	24.56
	13,45 – 13.75	0.59	25.37

La consistance des marnes varie de raide entre 10 et 15 m de profondeur à très raide entre 15 et 20 m de profondeur, avec des valeurs de résistance au cisaillement comprises entre 52 et 130 kPa.

**III.5.2.2.3 Essai de consolidation à l'odomètre :**

Cet essai s'applique sur les sols fins et matériaux fin cohérents, avec chargement de paliers.

Il nous permettra d'avoir une représentation du diagramme donnant l'indice des vides ( $e$ ) de l'éprouvette soumise à essai à la fin de chaque palier de consolidation, en fonction de la contrainte effective ( $\sigma'v$ ), égale à la contrainte totale ( $\sigma v$ ) qui lui est appliquée en début d'essai.

A partir de ces diagrammes, on peut déduire les paramètres suivants :

Indice de compression (ou tassement) noté  $C_t$  ;

Indice de gonflement noté  $C_g$ .  $C_g$  inférieur à 04%, le sol est peu gonflant. Supérieur ou égal à 4%, le sol est gonflant à très gonflant.

**III.5.3 Pression de préconsolidation :**

Il permet de dire si le sol est sous consolidé ou normalement consolidé ou surconsolidé.

Les essais de consolidation à l'œdomètre réalisés sur les échantillons à différentes profondeurs ont fait ressortir les résultats consignés dans le tableau III-9 :

**Tableau III- 9 : Résultats d'essais œdométriques**

SONDAGE N°	ÉCHANTILLON PROFONDEUR (m)	PC (BAR)	$C_t$ (%)	$C_g$ (%)
SC01	10.70-11.46	2.08	4.33	1.23
	15.00-15.40	7.21	20.53	6.58
	17.50-18.05	5.17	12.96	5.91
SC02	10.8-11.10	2.82	9.60	3.05
	15.45-16.0	1.75	13.31	2.60
	19.0-19.30	3.08	12.38	3.38

Les coefficients de compressibilité ( $C_t$ ) obtenus révèlent que ces marnes sont moyennement compressibles.

Par ailleurs, selon les coefficients de gonflement obtenus, les échantillons du sondage SC-2 ne sont pas gonflants. Par contre ceux de sondage SC-1 sont gonflants ( $C_g > 4\%$ ).

L'ensemble des échantillons analysés à l'essai de compressibilité à l'œdomètre, présentent un caractère surconsolidé à normalement consolidé.

### III.5.3.1 Essai de gonflement :

Des essais de gonflement libre et gonflement sous charges appliqués ont été effectués sur les échantillons prélevés des sondages carottés SC-1 et SC-2.

Les résultats de ces essais sont regroupés dans les tableaux III-10 et III-11:

**Tableau III- 10:** Résultats de gonflement libre

SONDAGE N°	ÉCHANTILLON PROFONDEUR (m)	GONFLEMENT LIBRE
		Pg (BAR)
SC01	10.7-11.46	2.74
	15.00-15.40	5.89
	17.50-18.05	4.76
	23.80-24.10	1.90
SC02	11.60-11.85	6.58
	15.45-16.00	0.77
	24.60-24.90	6.15

**Tableau III- 11 :** Résultats de gonflement sous charges appliquées

SONDAGE N°	ÉCHANTILLON PROFONDEUR (m)	GONFLEMENT SOUS CHARGES PG (BAR)		
		1 BAR	2 BAR	3 BAR
SC01	15.00-15.40	-	0.93	Tasse
SC02	11.60-11.85	4.29	1.04	0.72
	24.60-24.90	5.89	3.83	Tasse

**III.5.3.2 Essai chimiques :**

Le tableau III-12 présente les résultats des essais chimiques réalisés au laboratoire :

**Tableau III- 12:Résultats d'essais chimiques**

SONDAGE N°	ÉCHANTILLON PROFONDEUR (m)	CARBONATE	CHLORURE	SULFATE
		CACO3 (%)	CL <sup>-</sup> (%)	S04 <sup>-</sup> (%)
SC01	2	5.28	0.0354	0.1689
	3	37.84	0.1773	0.3543
	7	37.4	0.1418	0.1565
	12	43.56	0.0709	0.2060
	17	40.48	0.1773	0.1895
SC02	4	3.96	0.0709	0.1318
	6	31.24	0.0709	0.1730
	8	46.64	0.1063	0.2472
	10	37.4	0.0354	0.1895
	13	39.6	0.0709	0.1689
	21	32.56	0.1418	0.2060

L'analyse chimique réalisée sur les différents échantillons de sol montre que les sulfates sont présents en faible quantité. Les sols sont donc classés en classe A1, sols faiblement agressifs selon la norme NFP 18-011. Par ailleurs, le taux de carbonates CACO3 révèlent que ces sols sont en majorité des marnes.

**III.6 Conclusion :**

Les essais d'identification physiques, (comme la granulométrie et les limites d'Atterberg), réalisés sur les échantillons intacts récupérés ont mis en évidence des matériaux marneux peu plastiques à très plastiques et en générale consistance moyenne à élevée.

Le comportement mécanique basé sur l'essai œnométrique a donné un sol surconsolidé à normalement consolidé, moyennement compressible et présentant un caractère gonflant sur certains échantillons et non gonflant sur d'autres.

La pression de gonflement libre maximale est supérieure à 6 bars, tandis que sous charge appliquée de 3 bars (correspondant à la charge estimée de l'immeuble), la pression de gonflement maximale est de 0.72 bars.

Quoique, la présence de ces sols en permanence sous la nappe d'une part, et l'encastrement de radier sur 10 m d'autre part, atténuent le risque de gonflement en maintenant constant l'état hydrique du matériau.

Les analyses chimiques de ces sols d'après la norme P 18-011, montrent qu'ils ne sont pas agressifs vis-à-vis des bétons de fondations.

Enfin, en considérant les hypothèses faites sur les charges à transmettre au sol et compte tenu du pouvoir portant appréciable des sous-sols, et de la géométrie de la structure, un système de fondation superficielle constitué d'un radier général, ancré à 10 m de profondeur dans la couche marneuse, peut être retenu.

## *IV- Chapitre IV*

### *Calcul des fondations et évaluation des tassements*

### IV.1 Calcul des fondations :

#### IV.1.1 Choix de type de fondation :

Les résultats des essais in situ montrent des caractéristiques mécaniques très appréciables au-delà de 3 mètres. Ainsi, tenant compte du type de bâtiment envisagé immeuble avec 03 sous-sols et des contraintes géotechniques inhérentes au site du projet, un système de fondation superficielle par radier ancré à 10 m dans la couche marneuse sera vérifiée à partir des essais pressiométriques d'une part et par des essais mécaniques au laboratoire d'autre part.

#### IV.1.2 Critère de dimensionnement :

Les critères de dimensionnement consistent essentiellement à vérifier d'une part que la contrainte de service sous les fondations reste inférieure à la contrainte admissible, c'est le critère de poinçonnement. Et d'autre part, vérifier que les tassements de cette fondation sous charges permanente restent dans les limites admissibles

D'une manière générale, l'étude d'une fondation s'opère comme suit :

- Détermination de la contrainte de rupture  $q_r$  ou  $q_l$  du sol étudié.
- Calcul de la contrainte admissible  $q_{adm}$
- Calcul de tassement.

#### IV.1.3 Calcul de la contrainte admissible :

##### IV.1.3.1 A' partir des essais pressiométriques :

Le calcul de fondation sera fait sur la base des résultats des essais pressiométriques du sondage SP6 qui est le plus pessimiste. Le tableau suivant récapitule les différents paramètres mesurés

## Chapitre IV calcul des fondations et évaluation des tassements

Profondeur (m)	$p_f$ (MPa)	$p_{lm}$ (MPa)	$E_M$ (MPa)	$P_0$ (MPa)	$p^*_{lm}$ (MPa)	$E/p_{lm}$	$E/p^*_{lm}$
3.00	0.11	0.44	3.6	0.027	0.41	8.1	8.6
6.00	1.06	1.31	19.2	0.054	1.25	14.7	15.3
9.00	1.84	2.09	159.2	0.081	2.01	76.0	79.1
12.00	0.66	2.38	14.4	0.108	2.27	6.0	6.3
14.00	0.78	2.59	21.9	0.126	2.47	8.5	8.9
16.00	1.04	2.28	26.6	0.144	2.14	11.7	12.5
18.00	2.45	3.01	86.1	0.162	2.85	28.6	30.2
20.00	2.46	3.00	72.9	0.180	2.82	24.3	25.8
22.00	2.26	2.83	74.7	0.198	2.63	26.4	28.4
24.00	2.29	3.06	94.5	0.216	2.84	30.9	33.3
26.00	2.53	3.52	95.5	0.234	3.28	27.2	29.1
28.00	1.51	2.77	179.7	0.252	2.51	65.0	71.5
30.00	2.02	2.51	61.6	0.270	2.24	24.6	27.6
32.00	2.42	2.73	12.2	0.288	2.44	4.5	5.0
34.00	1.08	2.44	93.2	0.306	2.13	38.2	43.7
36.00	1.89	2.46	56.5	0.324	2.13	23.0	26.5
38.00	1.22	2.67	77.1	0.342	2.33	28.8	33.1
40.00	1.24	2.69	77.1	0.360	2.33	28.6	33.1

### ➤ Contrainte de rupture :

La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule suivante :

$$ql = K_p \cdot P_{le} + q_0$$

## Chapitre IV calcul des fondations et évaluation des tassements

---

Avec :

$P_{le} = P_1 - P_0$  (pression limite nette équivalente).

$P_0$  = contrainte horizontale dans les niveaux concernés à moments où l'on fait l'essai.

$K_p$  = facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement Relatif et de la nature du sol.

$q_0$  = contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux)

**Calcul de Pression limite équivalente  $p_{le}^*$  :**

Eurocode 7 (EC7) donne la méthode suivante :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1} \cdot p_{l2} \cdot \dots \cdot p_{ln}}$$

Dans le cas d'une fondation superficielle sur des couches de sol non homogène avec des  $p_l$  du même ordre de grandeur alors  $p_{le}^*$  est obtenue comme suit :

Si  $n$  valeurs de  $p_l^*$  sont dans  $(D$  à  $D+1,5B)$  de profondeur

(10 à 55) :

$p_{le}^* =$

$$\sqrt[15]{2,27 \times 2,47 \times 2,14 \times 2,85 \times 2,82 \times 2,63 \times 2,84 \times 3,28 \times 2,51 \times 2,24 \times 2,13 \times 2,13 \times 2,33 \times 2,33}$$

$$= 2,47 \text{ MPA} = 2470 \text{ KPA}$$

A partir de tableau II-3 et II-4 on obtient le  $k_p$

$$K_p = 1,032$$

$$q_0 = \gamma \times 2,5 + \gamma' \times 7,5 = 19 \times 2,5 + 9 \times 7,5 = 11,5 \text{ t/m}^2$$

$$q_l = 1,032 \times 24,7 + 1,15 = 26,64 \text{ BAR}$$

➤ **Contrainte de calcul:**

La contrainte de calcul (ou contrainte admissible) utilisée pour les vérifications aux Etats Limites Ultimes ou de Service est ainsi définie par :

$$q = \frac{q_l - \gamma D}{\delta} + \gamma D$$

Avec  $\delta$  : coefficient de sécurité = 2 sous E.L.U. et = 3 sous E.L.S.

$$Q_{LEU} = 14,3 \text{ BAR}$$

$$Q_{ELS} = 10,14 \text{ BAR}$$

### IV.1.3.2 A' partir des essais mécaniques :

#### ➤ Contrainte de rupture :

La contrainte de rupture d'un radier de largeur B et de longueur L, soumis à des charges verticales et centrées, est déterminée par l'expression suivante:

$$q_r = q \times N_q + C_u \times N_c \times \left(1 + 0.2 \times \frac{B}{L}\right) + \left(1 - 0.4 \times \frac{B}{L}\right) \times \gamma' \times \frac{B}{L} \times N_\gamma$$

$$q_r = (11.5 + 0.9 \times 1) \times 10.7 + 5 \times 20.7(1 + 0.2 \times 0.857) + (1 - 0.4 \times 0.857) \times 0.9 \times 0.857 \times 8.1$$

Où :

$q_r$  représente la contrainte admissible exprimée en bar

q surcharge verticale latérale à la fondation,

d, l'encastrement du radier après travaux, égale à 1m ;

$\gamma_1$ , le poids volumique du sol au-dessus de radier en t/m<sup>3</sup> ;

$\gamma_2$ , le poids volumique déjaugé du sol en dessous de radier en t/m<sup>2</sup>;

$C_u$ , la cohésion apparente du sol en bar ;

$N_q$ ,  $N_c$  et  $N_\gamma$ , les facteurs de capacité portante donnés en fonction de l'angle de frottement interne du sol ( $\varphi$ ).

Ou :  $\gamma_1' = 0.90$  t/m<sup>3</sup> et  $\gamma_2 = 0.90$  t/m<sup>3</sup>, d = 1 m et B = 30 m, L = 35 m

pour les dimensions de radier.

$$q = \gamma_1' \times 1 + \gamma_1 \times w = 1.9 \times 2.5 + 0.9 \times 7.5 = 11.5 \text{ t/m}^2$$

Pour :

$C_u = 5$  t/m<sup>2</sup> et  $\varphi = 25^\circ$  on a  $N_q = 10.70$ ,  $N_\gamma = 8.10$  et  $N_c = 20.7$

Il vient :  $q_r = 133.0$  t/m<sup>2</sup> = 13.3 bars

La contrainte de rupture nette est donnée par la relation :

$$q_{r\text{nette}} = q_r - q \text{ D'où : } q_{r\text{nette}} = 12.15 \text{ bars}$$

### ➤ **Contrainte de calcul :**

La contrainte de calcul (ou contrainte admissible nette) est donnée par la formule :

$$q_{anette} = \frac{q_{rnette}}{3}$$

On obtient ainsi

$$q_{anette} = 4.0 \text{ Bars}$$

### ➤ **Contrainte de référence $q_{réf}$ :**

La contrainte de référence  $q_{réf}$  appliquée par la fondation au sol, qui sera comparée à la contrainte de rupture du sol est égale à :

Ou Q est la charge normale sur la fondation et A la surface de radier.

Aucune donnée relative aux charges qui seront transmises au sous-sol n'est fournie au laboratoire 3Geotech-btp.

Dans l'hypothèse d'un bâtiment en béton armé pesant 1.0 tonne/m<sup>2</sup> par niveau, surcharges et charges permanentes comprises, et pour une surface tributaire de 1050m<sup>2</sup> pour la colonne la plus chargée, en considérant des portées de 6.0m maximum, la charge pondérée Q<sub>p</sub>, pour les trente niveaux, est égale à :

$$Q_p = 30 \times 1 \times 1050 = 31\,500 \text{ tonnes}$$

La charge qui sera transmis au sous-sol est égale à la charge pondérée Q<sub>p</sub> qu'on divise par la surface du radier, soit :

$$q_{réf} = \frac{31500}{1050} = 30 \text{ t/m}^2$$

Ainsi  $q_{réf} = 3.0 \text{ bars}$

Donc  $q_{réf} < q_{anette}$  d'où la fondation est justifiée

## **IV.2 Calcul des tassements :**

### **IV.2.1 A' partir des essais pressiométriques :**

Le tassement final S d'une fondation est la somme de deux termes :

**S<sub>c</sub>**: tassement dit de consolidation

**S<sub>d</sub>**: tassement dit déviatorique

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \times E_c} \times (q - \sigma_v) \times \lambda_c \times B$$
$$S_d = \frac{2}{9 \times E_d} \times (q - \sigma_v) \times B_0 \times \left( \lambda_d \times \frac{B}{B_0} \right)$$

Avec :

$q$  contrainte verticale appliquée par la fondation,

$\sigma_v$  Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,

$\lambda_d$  et  $\lambda_c$  coefficients de forme, donnés en fonction des B/L apartire de (tableau II-5)

$\alpha$  coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche ) et du temps, a partir de (tableau II-6)

$B$  largeur (ou diamètre) de la fondation,

$B_0$  une dimension de référence égale à 0,60 m,

$E_c$  et  $E_d$  modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement. (Figure II-21)

$$S_c = \frac{1}{9 \times 9500} \times (30 - 11,5) \times 1,10 \times 30$$

Tassement volumique  $S_c = 7.14$  mm

$$S_d = \frac{2}{9 \times 29515} \times (30 - 11.5) \times 0.6 \times \left( 1.12 \times \frac{30}{0.6} \right)$$

$S_d = 4.68$  mm

D'où :

Tassement total  $S = 11.82$  mm

### IV.2.2 A' partir des essais mécaniques :

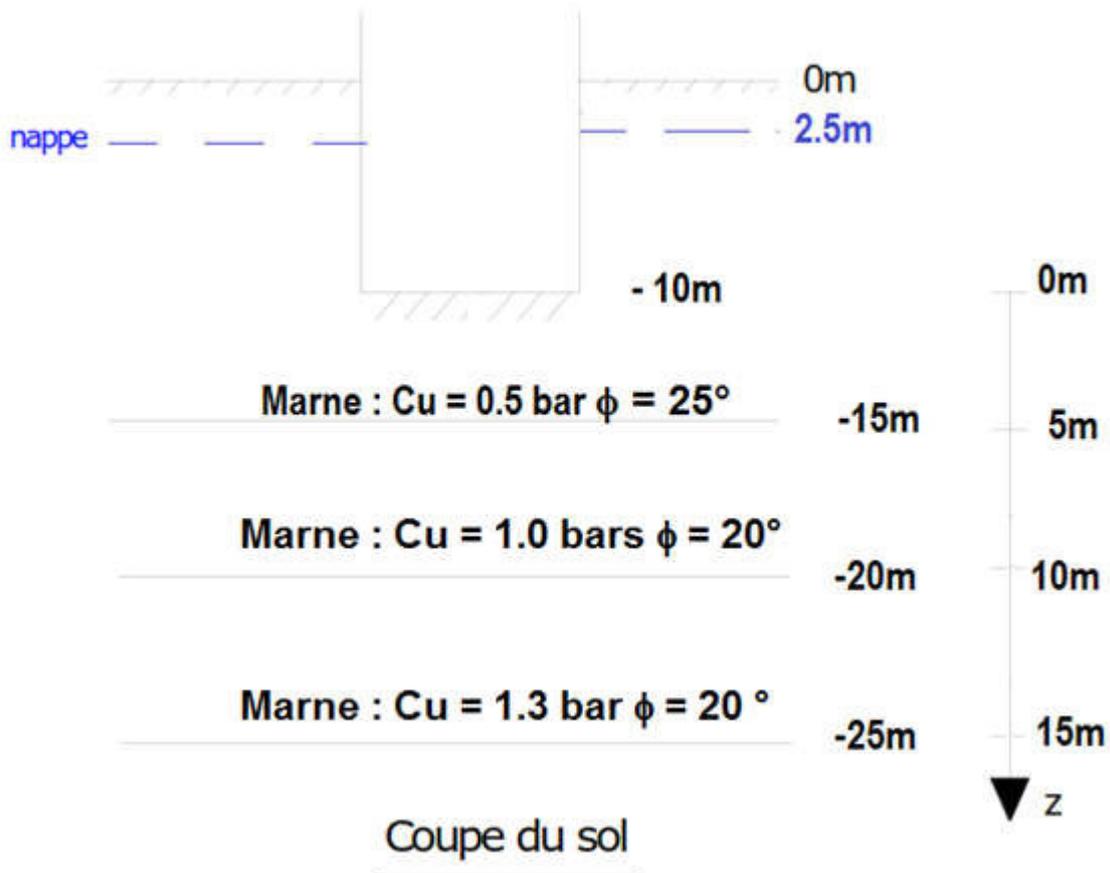
Le tassement prépondérant est le tassement de consolidation primaire (sols sur consolidés et saturés).

Ce tassement est calculé en divisant le massif de sol en couches d'environ 2.5 m. Pour chaque couche, on calcule les valeurs des contraintes, initiale et finale, à mi-hauteur. On détermine ensuite le tassement de chaque couche. Le tassement total est la somme des tassements pour l'ensemble des couches.

Le calcul des tassements sera mené pour la tour de R+26 étages. Cette tour comporte 26 étages, un rez-de-chaussée plus 3 niveaux de sous-sol.

## Chapitre IV calcul des fondations et évaluation des tassements

L'immeuble est fondé sur un radier général de 35 m de longueur et 30 m de largeur et à 10 m de profondeur.



**Pression avant construction :**

Profondeur (m)	Charge ( T /m <sup>2</sup> )	Cote (m)
0	0,00	-10
-0	11,5	0
-15	16	5
-20	20,75	10
-25	25,50	15
-30	30	20
-35	34,5	25
-40	39	30
-45	43,5	35
-50	48	40
-55	52,5	45

### Surcharge :

- Surcharge due à la construction :

$$\Delta q = 30 \times 1 - 10 \times 1.9 = 11 \text{ T/m}^2.$$

### Calcul des tassements :

La zone d'influence de radier est de  $1.5 \times B$  soit 55 m par rapport au terrain naturel, alors que la profondeur des sondages carottés est seulement de 25 m, pour cela on prend comme hypothèse que les paramètres oedométrique obtenus à la profondeur de 19 m est les mêmes pour les couches sous-jacentes.

**Couche 01 :** 10.70 à 11.46

### Données de laboratoire :

$$Wl = 57 \quad ; \quad W = 31\% \quad ; \quad Gs = 2.7$$

$$Cc = 0.009(Wl - 10) = 0.009(57 - 10) = 0.423$$

$$e_0 = Gs \cdot W = 2.7 \cdot 0.31 = 0.837$$

$$\sigma'_v = 0.972 + 11.5 = 12.472$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{QBL}{(B+Z)(L+Z)} = \frac{11 \times 30 \times 35}{(30+1.08)(35+1.08)} = 10.29 \text{ t/m}^2$$

$$S = H \cdot \frac{Cc}{1+e_0} \cdot \log \frac{\Delta \sigma + \sigma'_v}{\sigma_v}$$

$$= 0.76 \cdot \frac{0.423}{1+0.837} \cdot \text{Log} \left( \frac{10.29+12.47}{10.29} \right)$$

$$= 6.03 \text{ cm}$$

**Couche 02 :** 15.00 à 15.40

### Données de laboratoire :

$$Wl = 54 \quad ; \quad w = 30\% \quad ; \quad Gs = 2.7$$

$$Cc = 0.009(Wl - 10) = 0.009(54 - 10) = 0.396$$

$$e_0 = 2.7 \cdot 0.3 = 0.81$$

$$\sigma'_v = 11.5 + 4.68 = 16.18 \text{ t/m}^2$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{30 \times 35 \times 11}{(30+5.25)(35+5.25)} = 8.16 \text{ t/m}^2$$

## Chapitre IV calcul des fondations et évaluation des tassements

---

$$S=0.40 \cdot \frac{0.396}{1+0.81} \text{Log} \left( \frac{8.16+16.18}{8.16} \right)$$

$$S=4.15 \text{ cm}$$

**Couche 03 :** 16.8 à 17.20

**Données de laboratoire :**  $Wl=48$  ;  $w = 31 \%$  ;  $G_s = 2.7$

$$Cc=0.009(48-10)= 0.342$$

$$e_0=2.7 \cdot 0.31 =0.837$$

$$\sigma'_v=17.8$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{30 \times 35 \times 11}{(30+7)(35+7)} = 7.43 \text{ t/m}^2$$

$$S=0.4 \cdot \frac{0.342}{1+0.837} \log \left( \frac{7.43+17.8}{17.8} \right) = 1.12 \text{ cm}$$

**Couche 04 :** 17.5 à 18.05

**Données de laboratoire:**  $W=29\%$  ;  $Wl=53$  ;  $G_s=2.7$

$$Cc=0.009(53-10)= 0.387$$

$$e_0=2.7 \cdot 0.29 =0.783$$

$$\sigma'_v=18.49$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{30 \times 35 \times 11}{(30+7.7)(35+7.7)} = 7.14 \text{ t/m}^2$$

$$S=0.55 \cdot \frac{0.387}{1+0.387} \text{Log} \left( \frac{7.14+18.49}{18.49} \right) = 1.69 \text{ cm}$$

**Couche 05 :** 19 à 19.30

**Données de laboratoire:**  $Wl=47$  ;  $W = 29\%$  ;  $G_s = 2.7$

$$Cc=0.009(47-10)= 0.333$$

$$e_0=2.7 \cdot 0.29 =0.783$$

$$\sigma'_v=19.735$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{30 \times 35 \times 11}{(30+9.15)(35+9.15)} = 6.68 \text{ t/m}^2$$

$$S=0.30 \cdot \frac{0.333}{1+0.383} \text{Log} \left( \frac{6.68+19.735}{19.735} \right) = 0.70 \text{ cm}$$

## Chapitre IV calcul des fondations et évaluation des tassements

---

**Couche 06 :** 21 à 21.40

**Données de laboratoire:**  $Wl=52$  ;  $w = 28\%$  ;  $Gs = 2.7$

$$Cc=0.009(52-10)= 0.378$$

$$e_0=2.7 \cdot 0.28 = 0.756$$

$$\sigma'_v=21.58$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{30 \times 35 \times 11}{(30+11.2)(35+11.2)} = 6.06 \text{ t/m}^2$$

$$S=0.40 \cdot \frac{0.378}{1+0.756} \text{Log} \left( \frac{6.06+21.58}{21.58} \right) = 0.92 \text{ cm}$$

$$\Sigma \text{Soed} = S1 + S2 + S3 + S4 + S5 + S6 = 6.03+4.15+1.12+1.69+0.70+0.92$$

$$\text{Soed} = 14.61 \text{ cm}$$

## *V- Chapitre V*

### *Solution de confortement*

**V.1 Recommandations pertinentes à la construction :****V.1.1 Excavations :**

Les pentes d'excavations devront assurer en tout temps la stabilité du fond et des parois d'excavations. Comme les pentes d'excavations seront temporaires, l'entrepreneur sera responsable de leur stabilité et de la sécurité des travailleurs.

A titre indicatif, des pentes d'excavations de 1,5 horizontalement sur 1,0 verticalement pourront être adoptées dans les matériaux de remblai et des pentes d'excavation de 1,0 horizontalement sur 1,0 au dessus de la nappe phréatique (sol sec) et des pentes 2,0 horizontalement sur 1,0 verticalement en dessous de la nappe phréatique (sol saturé) pour les marnes.

En cas de présence d'instabilité, les pentes doivent être adoucies.

L'entreposage des déblais devra être interdit près du sommet du talus des excavations. Le fond des excavations devra être nettoyé de tout matériau lâche et remanié. Il en va de même pour la matière organique. Les cailloux et les blocs de diamètre supérieur à 200 mm devront être retirés.

Si les excavations demeurent ouvertes pour des périodes de plus de quelques jours, il est recommandé que des inspections quotidiennes, par du personnel spécialisé en géotechnique, soient effectuées afin de déceler les risques de glissement et de déterminer les mesures à prendre pour corriger les situations dangereuses.

On devra éviter en tout temps de remanier le sol d'assise de la fondation. Dans le

cas où les matériaux, en fonds de fouille seraient remaniés on devra excaver les matériaux remaniés et les remplacer par un matériau granulaire compacté convenablement.

**V.1.2 Drainage temporaire :**

Tel que mentionné ci-dessus, le niveau de l'eau souterraine sur le site se situe à une profondeur de 2.50 m. Ainsi, il faut prendre certaines dispositions avant l'exécution des travaux de terrassement telles que le rabattement provisoire de la nappe par des puits de pompages. De plus, des eaux d'infiltration et de ruissellement peuvent s'accumuler au fond des excavations.

Ces eaux devront être évacuées selon une méthode adaptée aux conditions des sols et du projet de façon à ce que le fond des excavations soit maintenu à sec pendant les travaux.

Il est essentiel de prévoir l'utilisation d'un système de drainage temporaire adéquat et efficace durant toute la construction des fondations afin d'éliminer les eaux de ruissellement et d'infiltration au fur et à mesure qu'elles s'accumuleront au fond des excavations dans le but de réaliser les travaux dans un environnement sec

**V.1.3 Préparation de la surface d'assise :**

Compte tenu de la sensibilité des marnes, le fond des excavations sera considérablement remanié soit par les intempéries, soit par la circulation des ouvriers et des engins sur chantier. Un remaniement excessif de la surface d'assise peut entraîner une perte de résistance des sols et, subséquemment, des tassements dépassant l'amplitude prévue.

Des précautions particulières devront être prises afin d'éviter le remaniement de l'assise des fondations, compte tenu du fait que les sols de fondation sont constitués de matériaux cohérents.

À cet effet et lorsque requis, une membrane géotextile et un tapis drainant d'une épaisseur minimale de 300 mm et compactée à 95 % de la valeur maximale obtenue à l'essai Proctor modifié, devront être mis en place afin d'éviter le remaniement de l'assise des fondations.

# Conclusion générale

---

## Conclusion général

Dans le domaine du Génie Civil, les phénomènes de gonflement et de tassement différentiel (retrait) sont à l'origine de nombreux désordres tant pour les structures construites en surface (bâtiments, fondations superficielles, ouvrages de soutènement, remblais,...) que pour les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, fondations profondes, ...). Les exemples de désordres liés à la présence d'argiles gonflantes sont nombreux et variés.

Ce sont les conséquences néfastes du gonflement des sols sur les ouvrages en surfaces et souterrains qui ont incité les recherches et les ingénieurs à penser à des remèdes et des solutions aux causes des dégâts engendrés par ce phénomène.

L'intérêt a été particulièrement porté pour objectif de stabiliser un sol situé à cherraga afin de pouvoir construire un ensemble immobilier.

L'étude bibliographique réalisée dans ce mémoire a permis de mettre en évidence la complexité de ce phénomène surtout à l'échelle microscopique en raison des nombreux mécanismes tels que l'adsorption et la capillarité. La difficulté réside dans la définition des paramètres du phénomène du gonflement et par la suite caractériser les sols gonflants. Il est noté que l'influence de l'état initial du sol est très importante sur le gonflement, de ce fait les paramètres obtenus dépendent essentiellement de la densité sèche, la teneur en eau initiale et d'autres paramètres extérieurs tel que l'effet cyclique (humidification /dessiccation).

Le reste de la bibliographie a été consacré aux différentes techniques de stabilisation des sols ainsi que des méthodes indirectes à partir des paramètres géotechniques pour prédire le potentiel de gonflement des argiles.

L'étude expérimentale a consisté tout d'abord à la détermination des paramètres géotechniques et mécaniques des sols provenant de la région d'Alger (site de cherraga), afin d'en déduire une méthode pratique de stabilisation du gonflement.

Sur la base des résultats obtenus et à la lumière des interprétations de ces résultats, et vue que la pression de gonflement est équilibrée par l'ouvrage, nous avons choisi de construire sur un Radier général accompagné d'un drainage périphérique en assurant à la fois la résistance et l'économie,

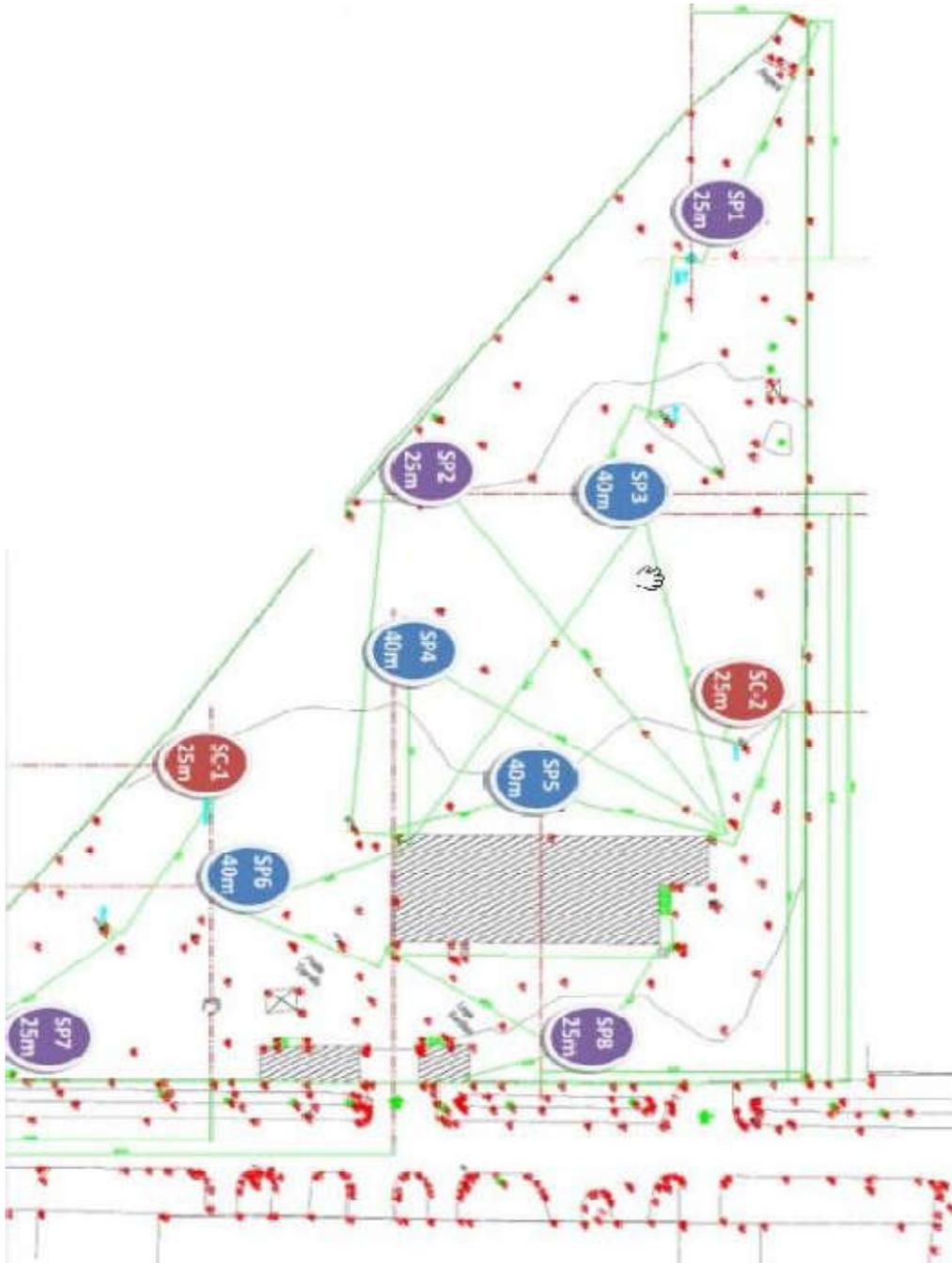
Cette étude ne devrait pas s'arrêter là, avec un seul endroit, mais nous recommandons fortement pour la poursuite de cette recherche :

- L'établissement d'un appareillage pour mesurer la pression de gonflement, notamment un appareillage qui permet le contrôle de la pression interstitielle et le degré de saturation de l'échantillon au cours de l'essai.
- L'établissement des modèles de prédiction de la pression de gonflement pour les argiles de la région de cherraga.
- La réalisation des mesures sur le site, sur plusieurs années, afin de vérifier les modèles.
- L'établissement d'un code réglementaire pour la conception des fondations sur des sols gonflants.

L'établissement d'une carte de localisation des régions Algériennes susceptibles d'être affectées par les dommages résultant des sols gonflants.

# **Annexe**

## Plan d'implantation des sondages :



**Sondage carotte SC-1 :**



### Sondage carotte SC-2 :



# Log de sondage carotte:

<b>RAPPORT DE FORAGE</b> Sondage N°: SC-1											
<b>ETUDE :</b> Résidence Les Cèdres Cheraga <b>LIEU :</b> Cheraga <b>CLIENT :</b> Sarl HEG <b>DATE DEBUT :</b> 25/05/2014 <b>PROFONDEUR TOTALE :</b> 25 ML <b>BOUE DE FORAGE :</b> <b>DATE FIN :</b> 29/05/2014 <b>COORDONNEES :</b> X =    Y = <b>TYPE FORAGE :</b> sondage carotté <b>NIVEAU NAPPE :</b> 2,5 m      Z = <b>TYPE DE MACHINE :</b> Sondeuse DOMINE 110											
Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75							
1,5										[diagonal hatching]	remblai et sol remanié
2,00									[red line with 'N']		
3,0										[horizontal dashes]	marne peu compacte de couleur maron à verdâtre
4,5											
6,0											
7,00										[brick pattern]	
7,5											
9,0											
10,5											
12,0											
13,5											
15,0											
16,5											
18,0											
19,5											
21,0											
22,5											
24,0											
25,00										[brick pattern]	marne grise
25,5											
27,0											
28,5											
30,0											

## RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: SC-2

ETUDE : Résidence Les Cèdres Cheraga

LIEU : Cheraga

CLIENT : Sarl HEG

DATE DEBUT : 30/05/2014

DATE FIN : 01/06/2014

NIVEAU NAPPE : 2,5 m

PROFONDEUR TOTALE : 25 ML

COORDONNEES : X = Y =

Z =

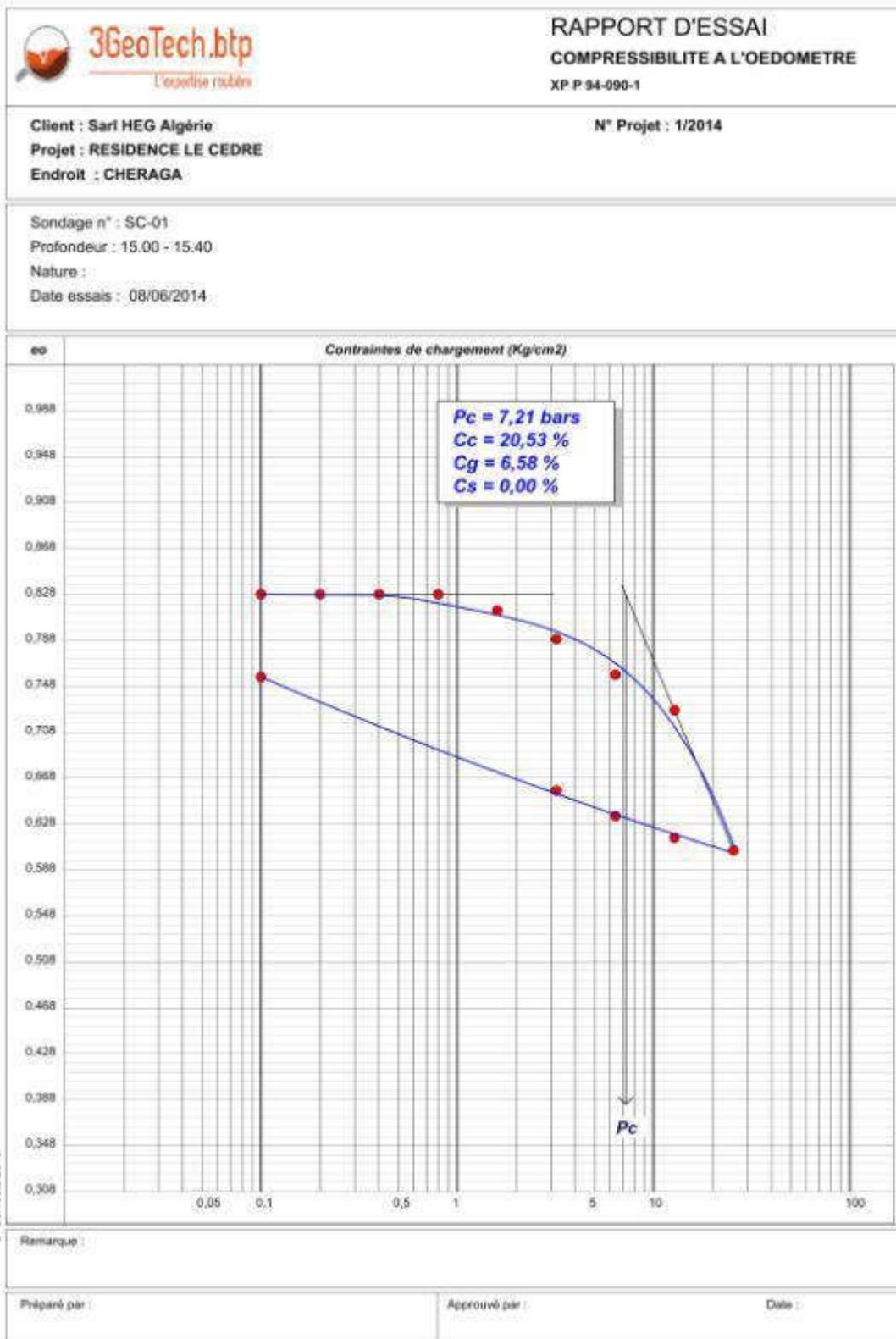
BOUE DE FORAGE :

TYPE FORAGE : Sondage carotté

TYPE DE MACHINE : Sondeuse DOMINE 110

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75								
1,5											[Hatched Pattern]	remblai
3,0										N	[Hatched Pattern]	
4,5											[Horizontal Lines]	marne maron à verdâtre
6,0											[Horizontal Lines]	
7,5											[Horizontal Lines]	
9,0											[Horizontal Lines]	
10,5											[Horizontal Lines]	
12,0											[Horizontal Lines]	
13,5											[Horizontal Lines]	
15,0											[Horizontal Lines]	
16,5											[Horizontal Lines]	marne grise
18,0											[Horizontal Lines]	
19,5											[Horizontal Lines]	
21,0											[Horizontal Lines]	
22,5											[Horizontal Lines]	
24,0											[Horizontal Lines]	
25,5											[Horizontal Lines]	
27,0											[Horizontal Lines]	
28,5											[Horizontal Lines]	
30,0											[Horizontal Lines]	

## Essais oedométrique :



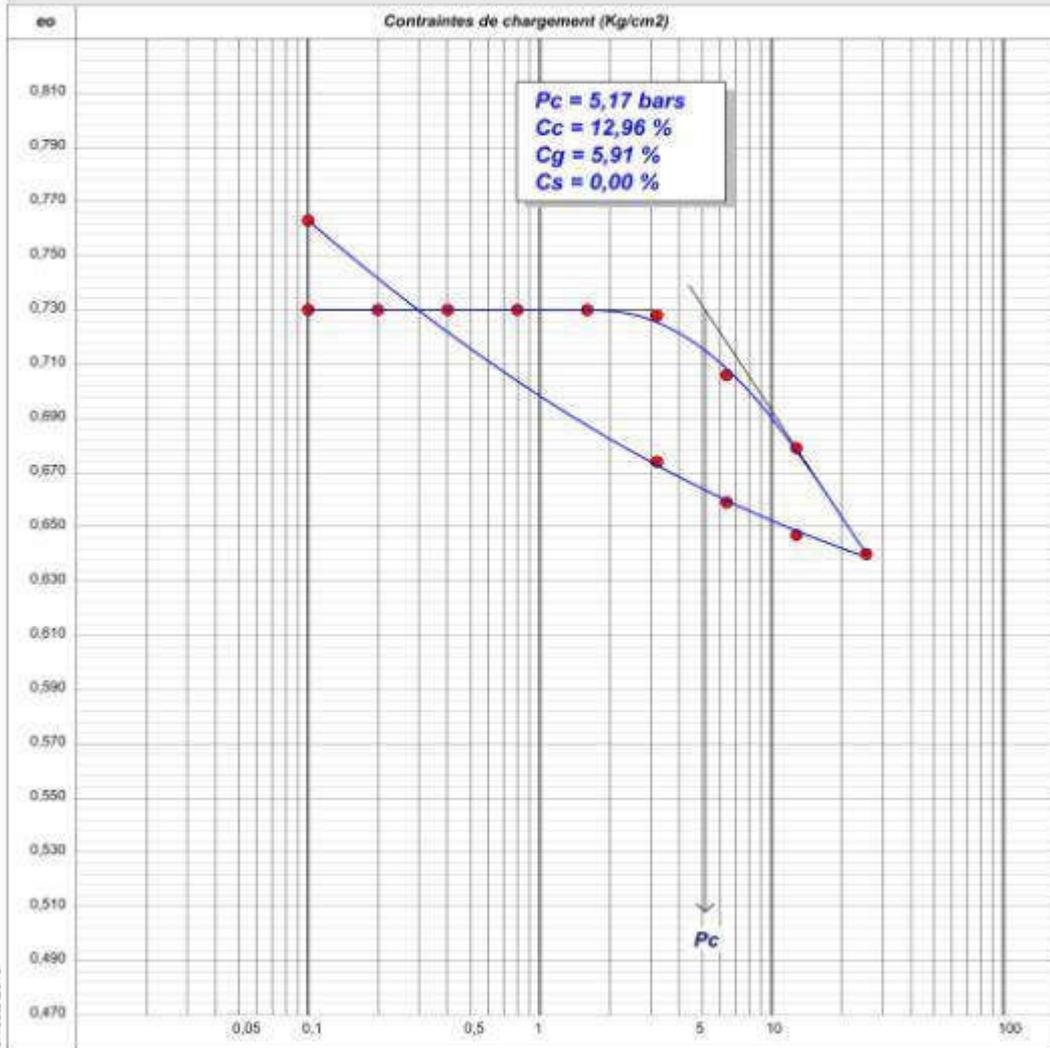
© SofTeiss 2013



Client : Sarl HEG Algérie  
Projet : RESIDENCE LE CEDRE  
Endroit : CHERAGA

N° Projet : 1/2014

Sondage n° : SC-01  
Profondeur : 17.50 - 18.05  
Nature :  
Date essais : 11/06/2014



© SoTessis 2013

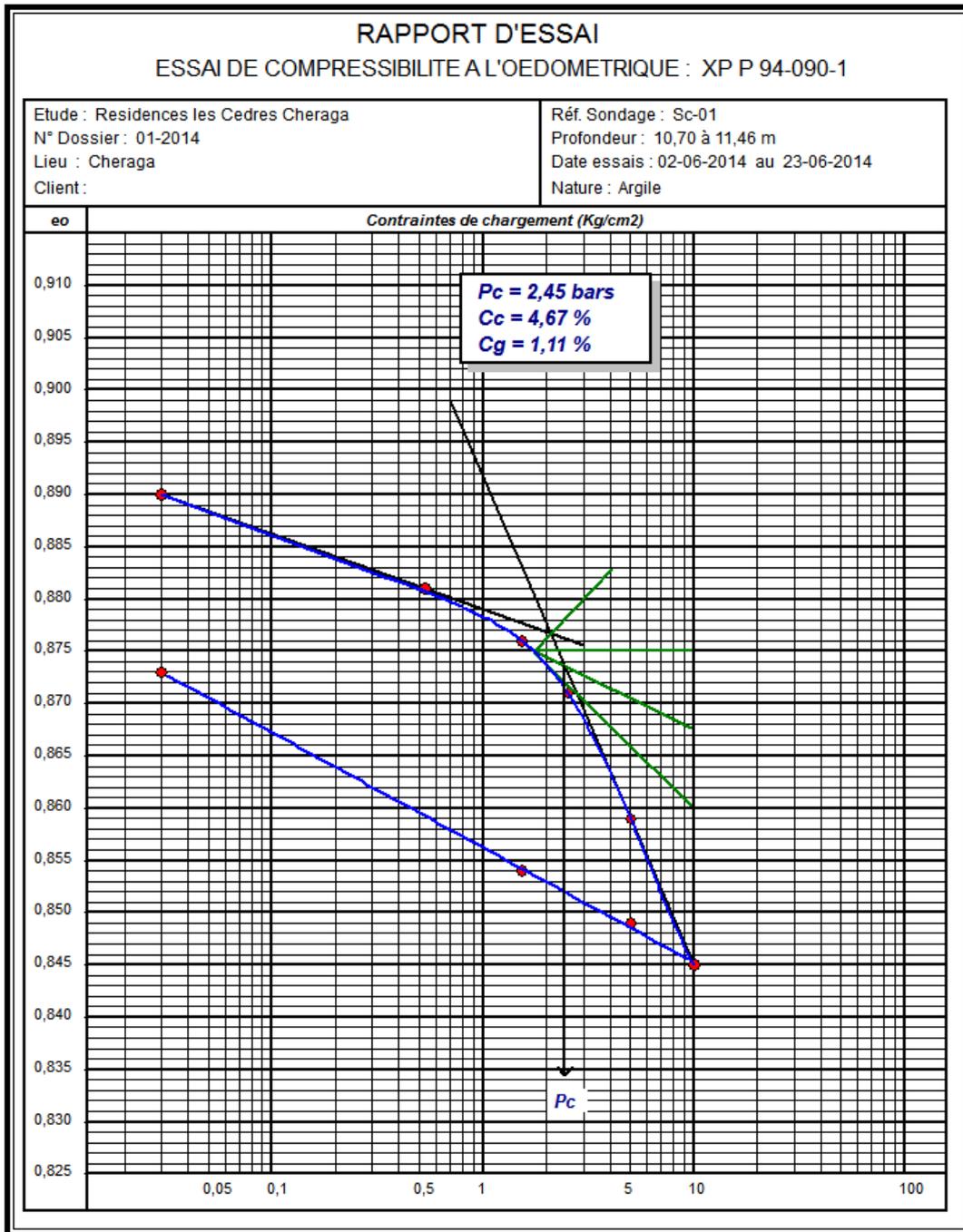
Remarque :

Préparé par :

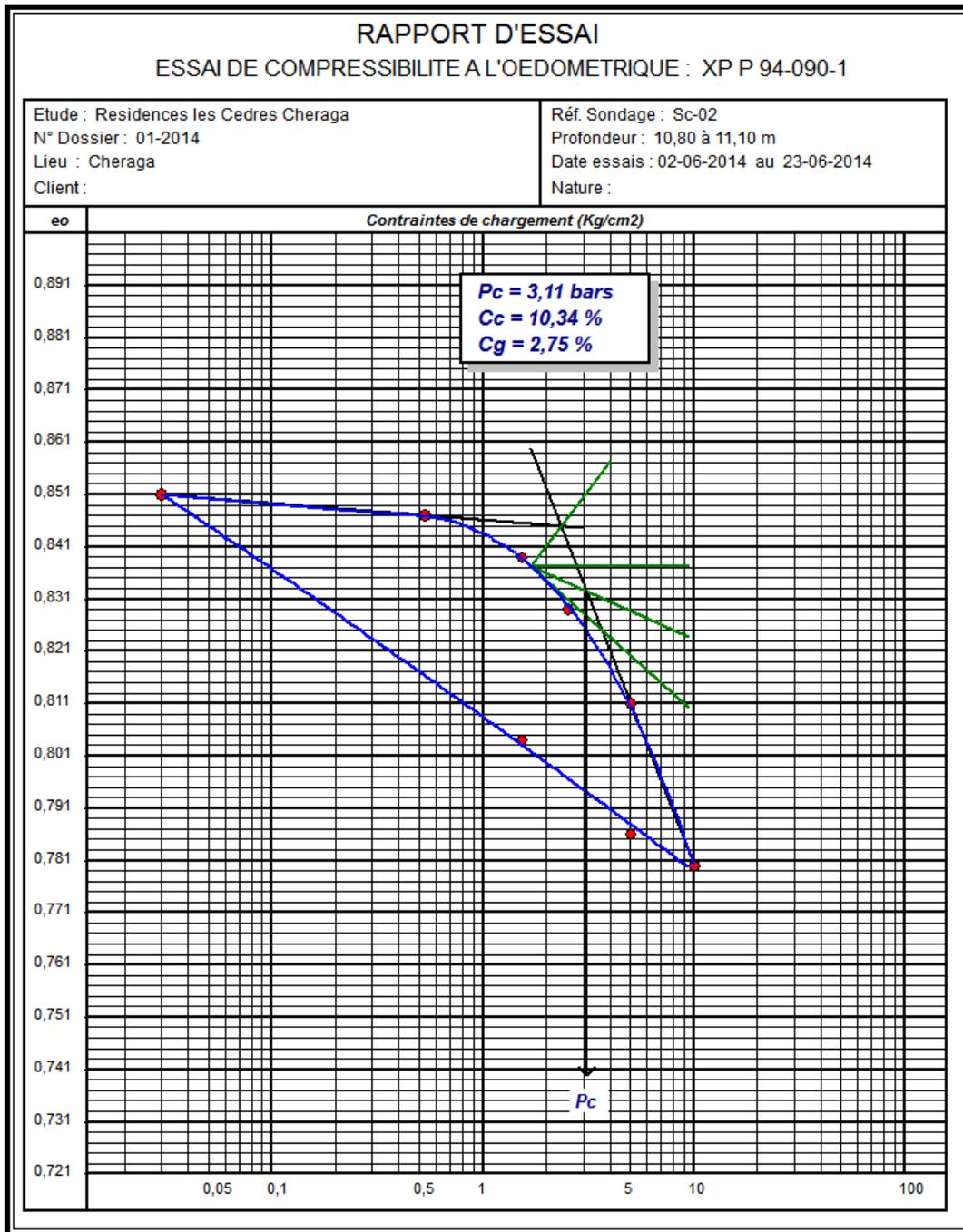
Approuvé par :

Date :

## Département Méca - Sols



## Département Méca - Sols



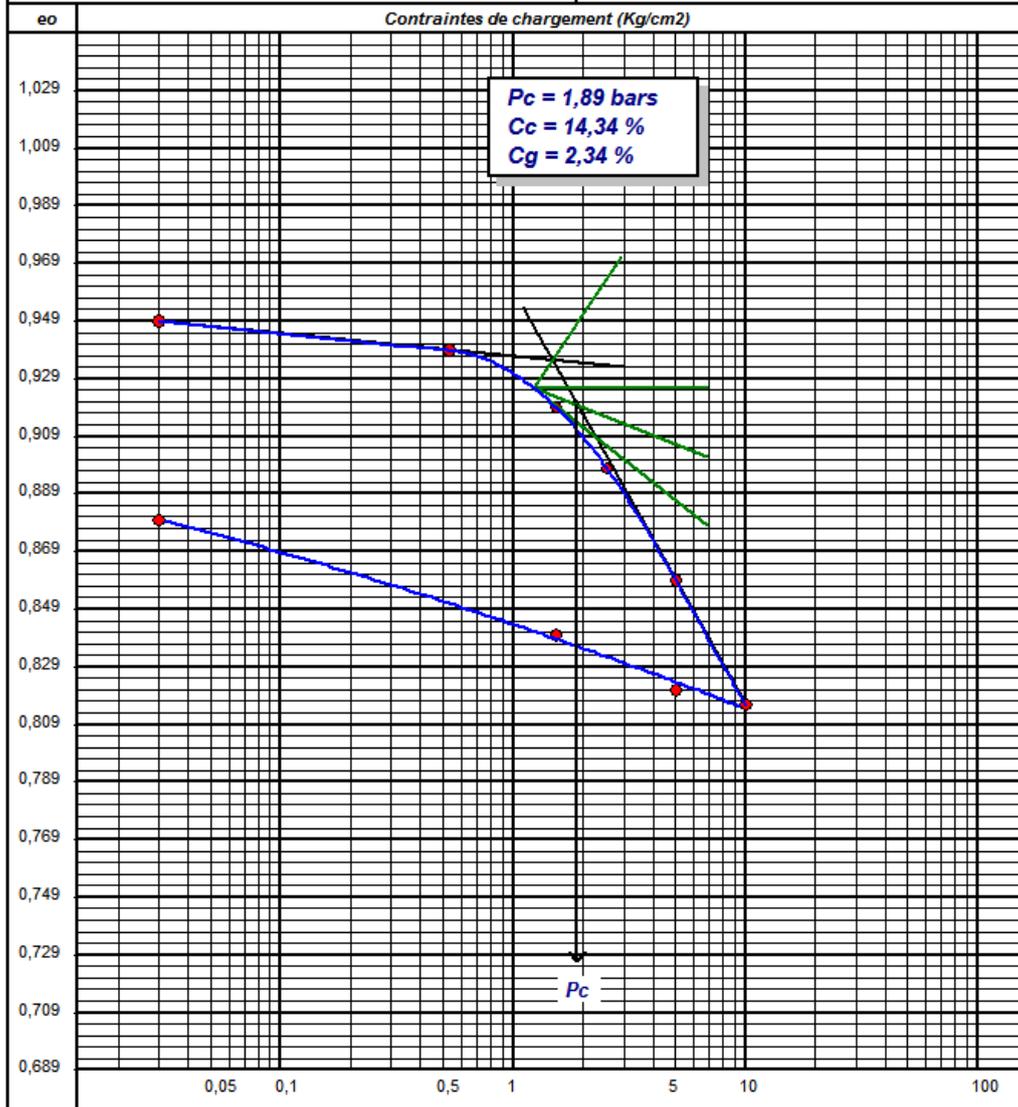
# Département Méca - Sols

## RAPPORT D'ESSAI

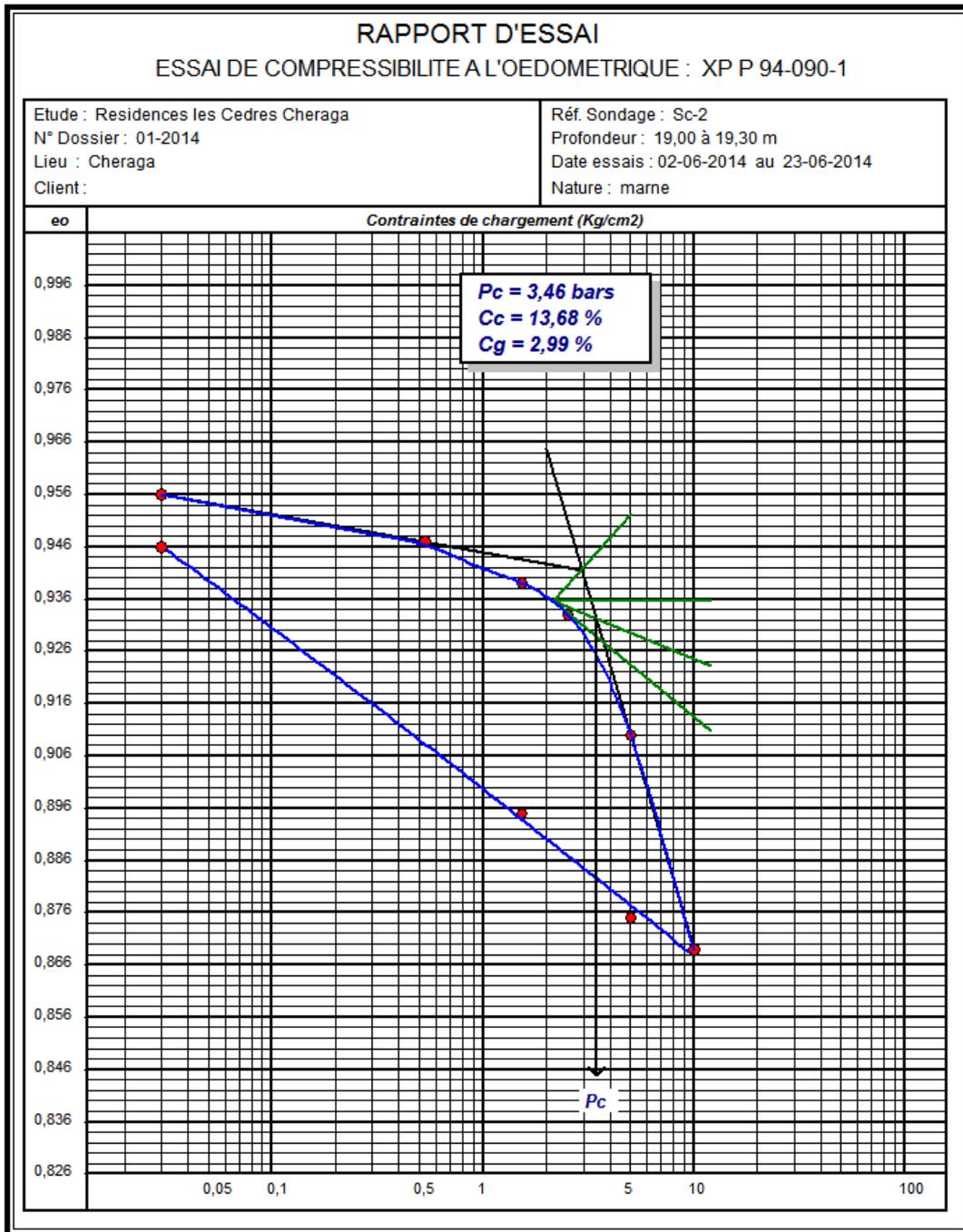
ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : Residences les Cedres Cheraga  
N° Dossier : 01-2014  
Lieu : Cheraga  
Client :

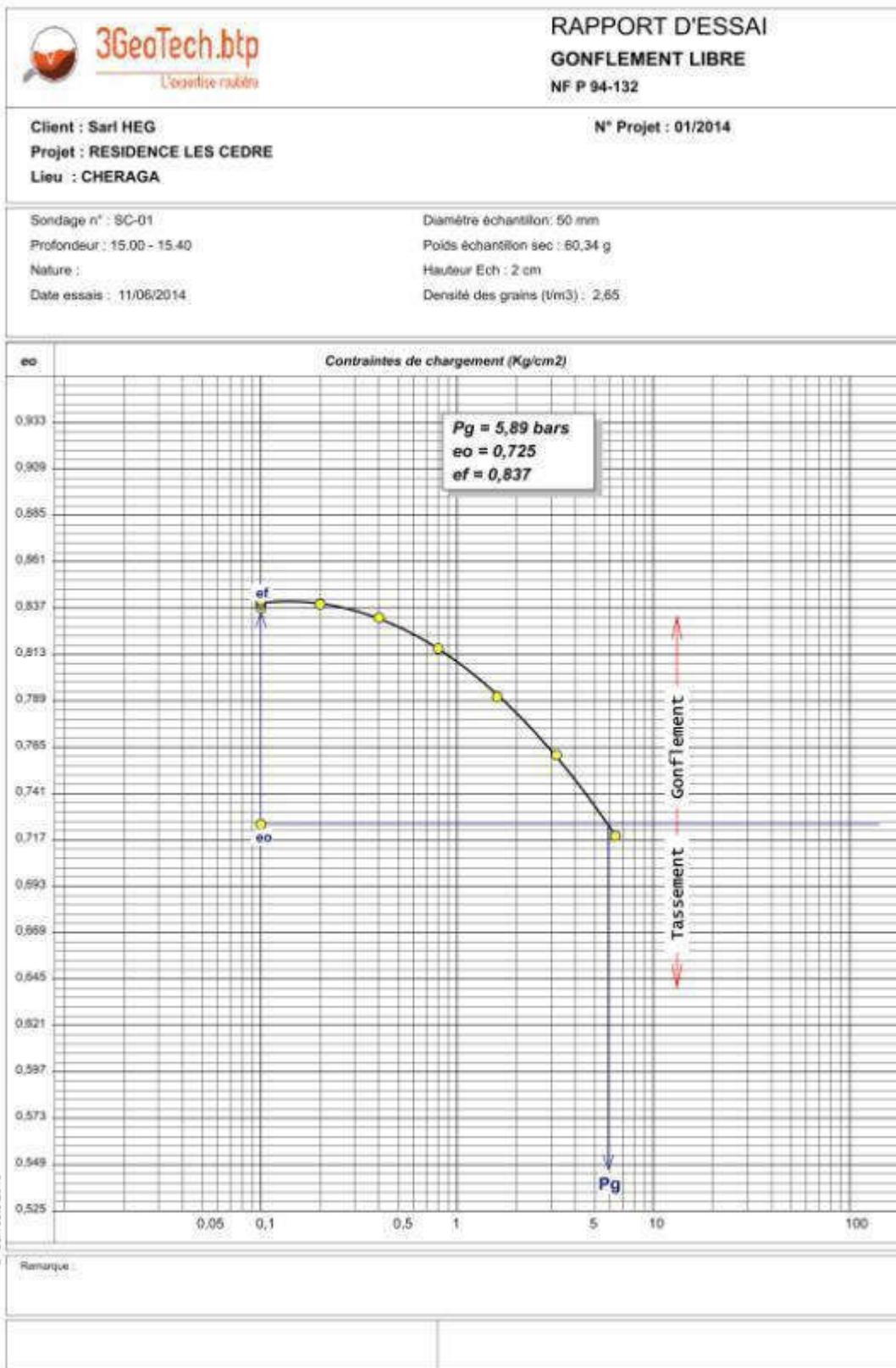
Réf. Sondage : Sc-2  
Profondeur : 15,45 à 16,00 m  
Date essais : 02-06-2014 au 23-06-2014  
Nature : Marne



## Département Méca - Sols



## Essais de gonflement :



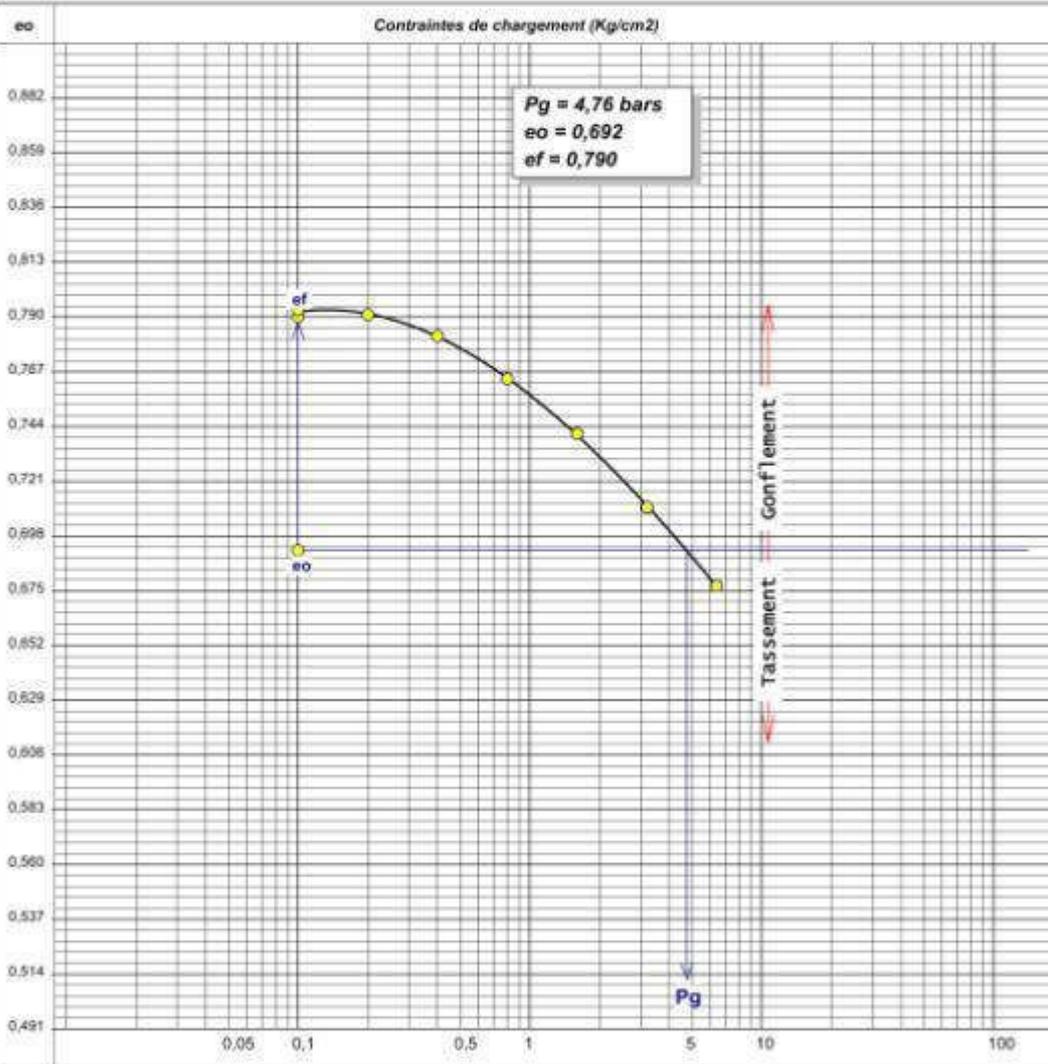


**Client :** Sarl HEG  
**Projet :** RESIDENCE LES CEDRES  
**Lieu :** CHERAGA

**N° Projet :** 01/2014

Sondage n° : SC-01  
Profondeur : 17.50 - 18.05  
Nature :  
Date essais : 11/06/2014

Diamètre échantillon: 50 mm  
Poids échantillon sec : 61,51 g  
Hauteur Ech : 2 cm  
Densité des grains ( $\text{t/m}^3$ ) : 2,65

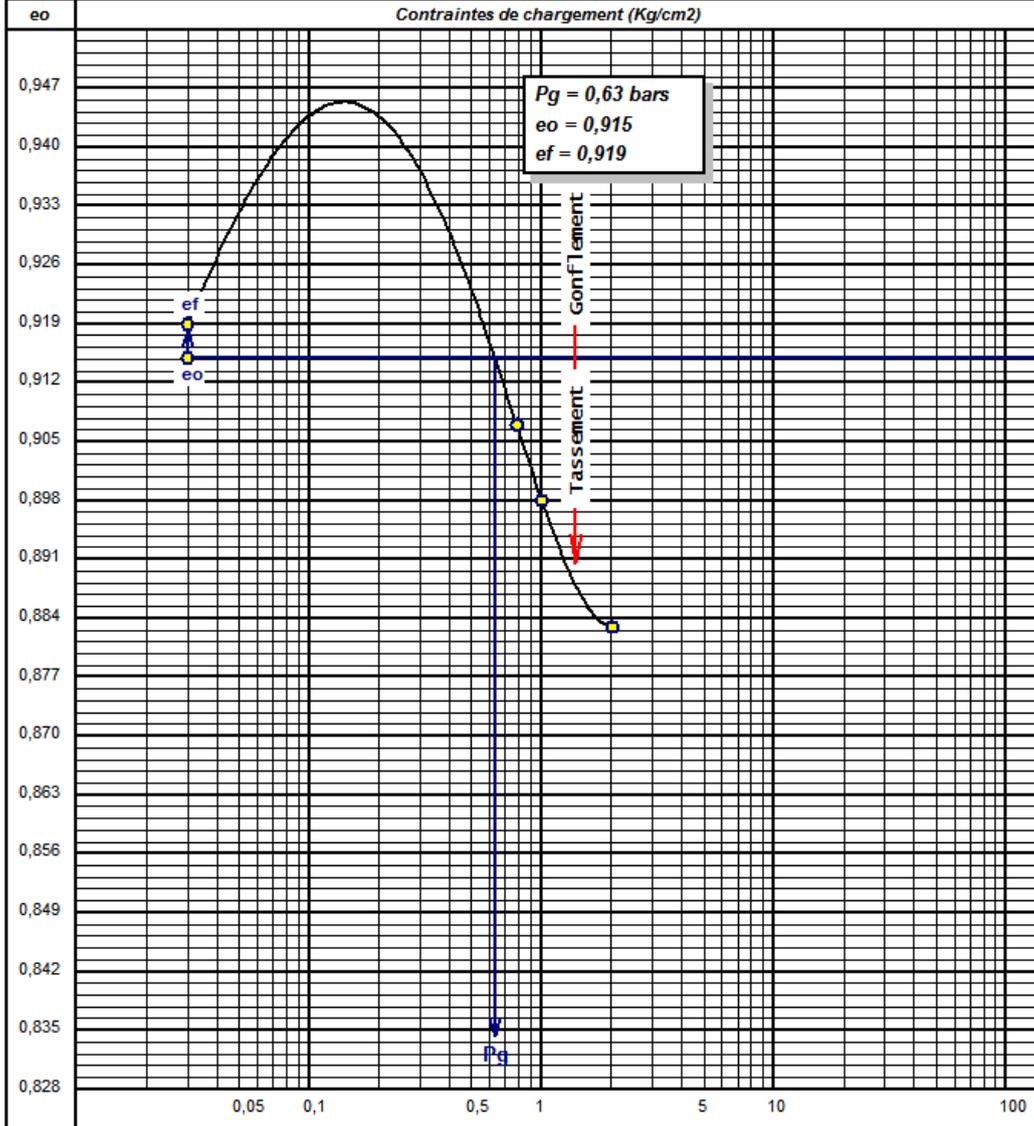


## Département Méca - Sols

### RAPPORT D'ESSAI: Gonflement Libre

Selon selon XP P94-090-1 1997/selon XP P94-091

Etude : Residences Cedres Cheraga	Réf. Sondage : 01
N° dossier : 01-2014	Profondeur : 10,70 à 11,46 m
Lieu : Cheraga	Nature :
Client :	Date des essais : 02-06-2014 au 09-06-2014

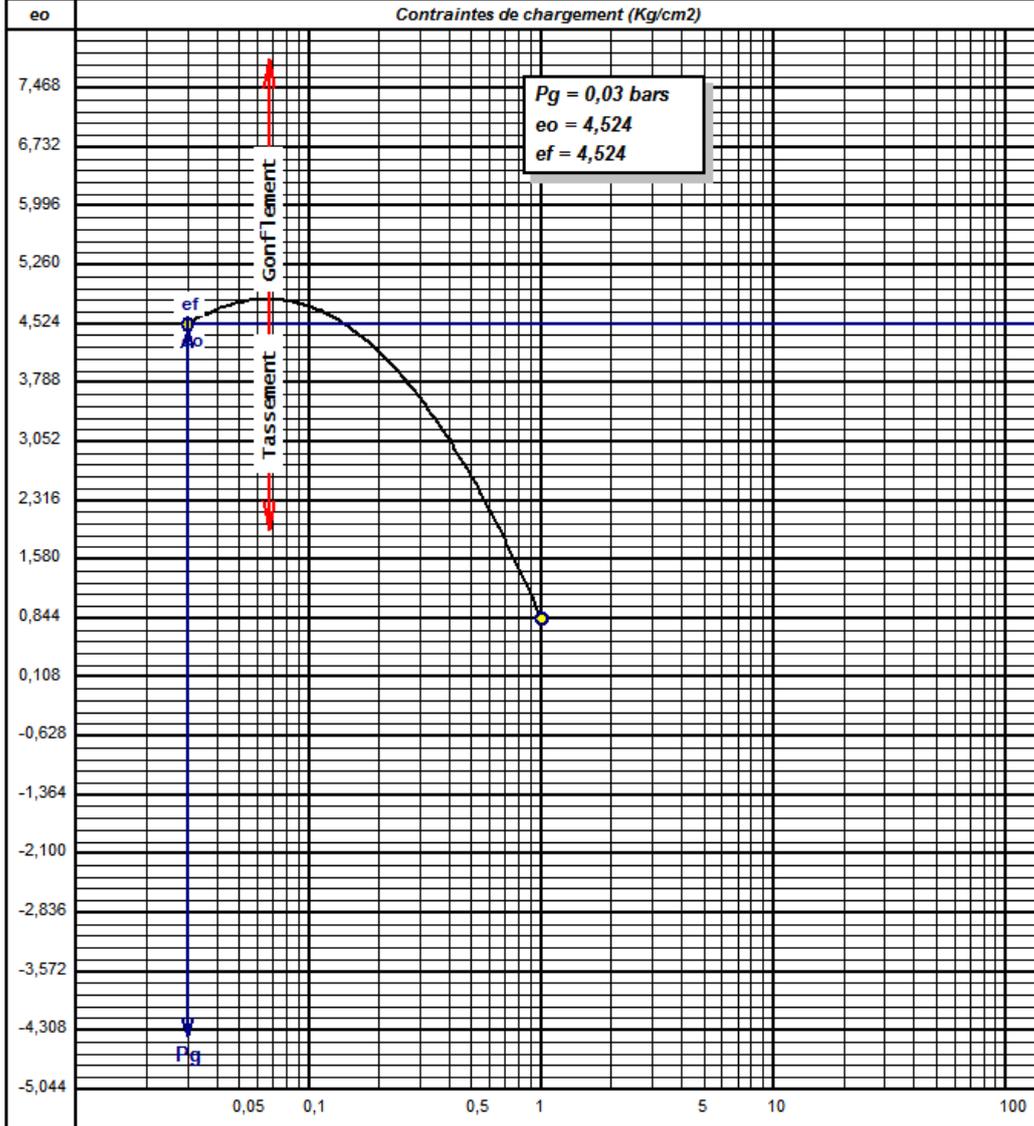


## Département Méca - Sols

### RAPPORT D'ESSAI: Gonflement Libre

Selon selon XP P94-090-1 1997/selon XP P94-091

Etude : Residences Cedres Cheraga	Réf. Sondage : Sc-01
N° dossier : 01-2014	Profondeur : 15,00 à 15,40 m à 1,00 bar
Lieu : Cheraga	Nature :
Client :	Date des essais : 02-06-2014 au 09-06-2014

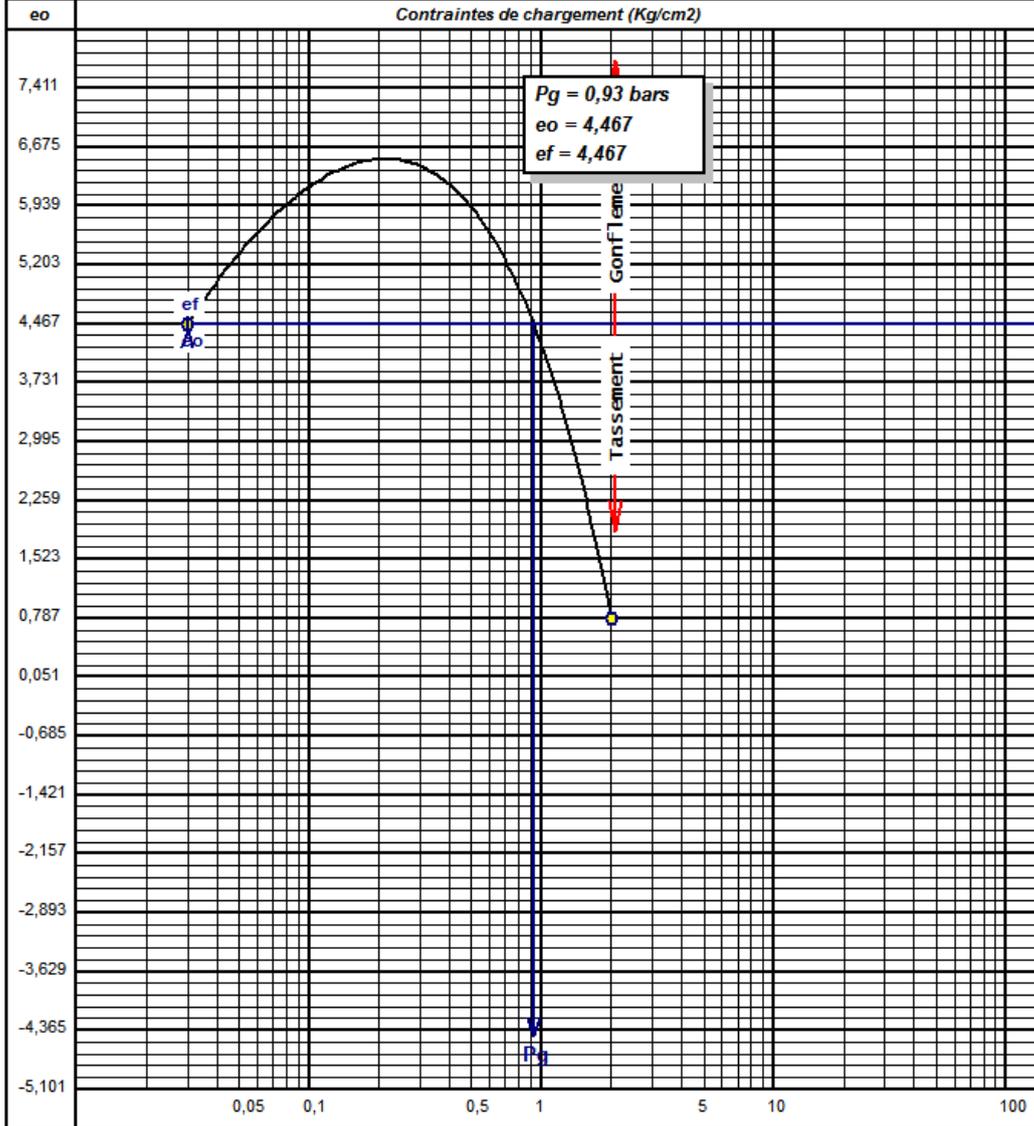


## Département Méca - Sols

### RAPPORT D'ESSAI: Gonflement Libre

Selon selon XP P94-090-1 1997/selon XP P94-091

Etude : Residences Cedres Cheraga	Réf. Sondage : Sc-01
N° dossier : 01-2014	Profondeur : 15,00 à 15,40 m à 2,00 bars
Lieu : Cheraga	Nature :
Client :	Date des essais : 02-06-2014 au 09-06-2014

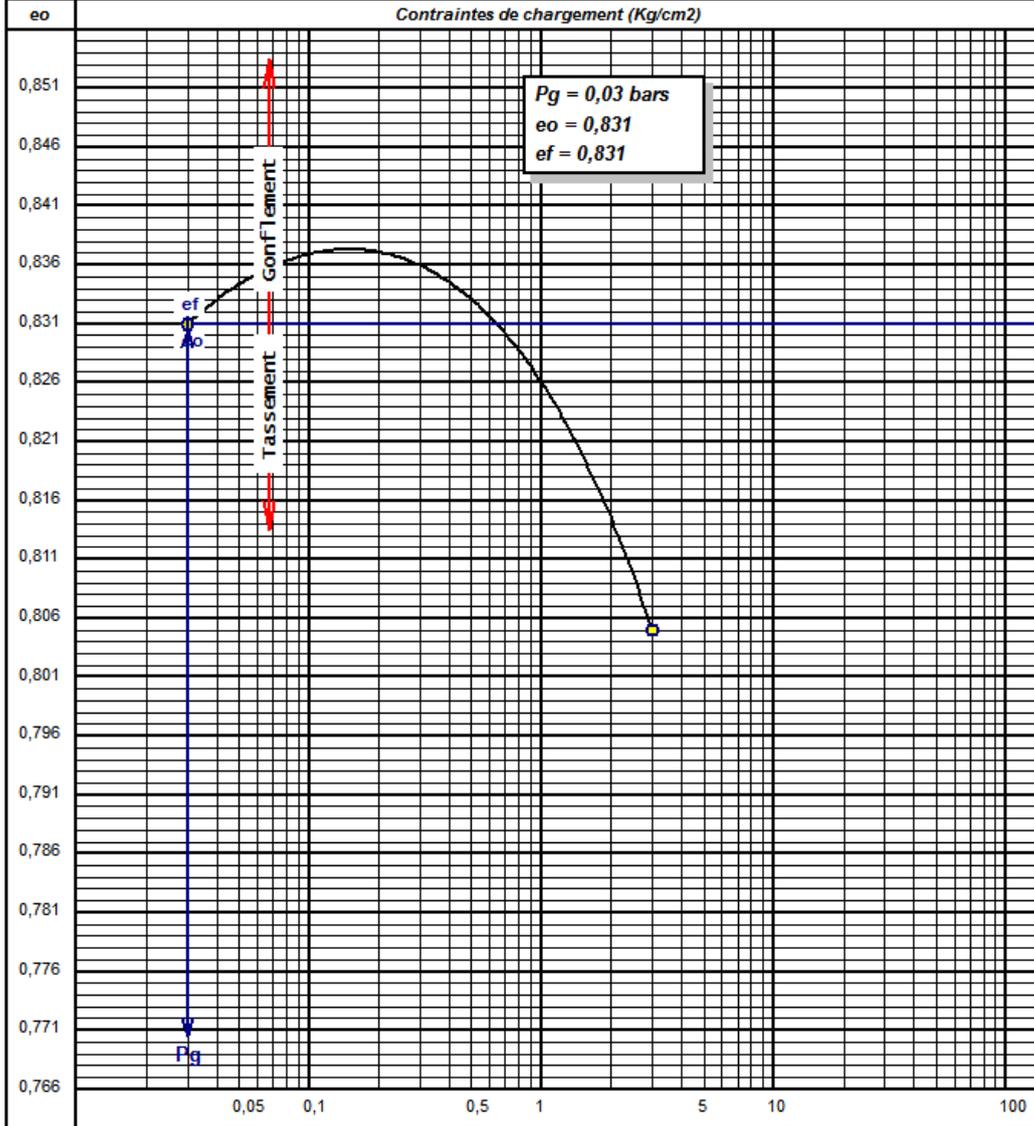


## Département Méca - Sols

### RAPPORT D'ESSAI: Gonflement Libre

Selon selon XP P94-090-1 1997/selon XP P94-091

Etude : Residences Cedres Cheraga	Réf. Sondage : Sc-01
N° dossier : 01-2014	Profondeur : 21,50 à 21,95 m 3,00 bars
Lieu : Cheraga	Nature :
Client :	Date des essais : 02-06-2014 au 09-06-2014

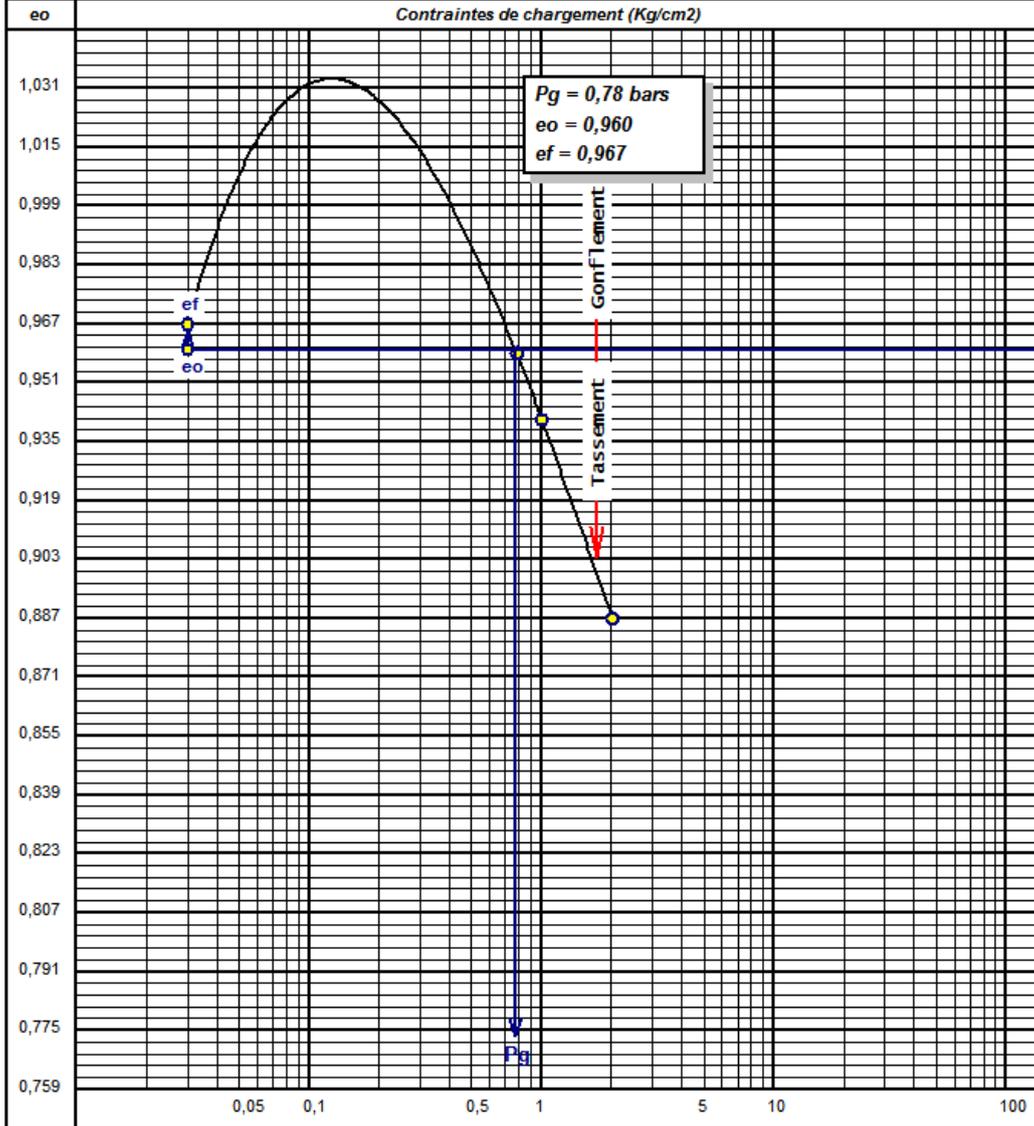


## Département Méca - Sols

### RAPPORT D'ESSAI: Gonflement Libre

Selon selon XP P94-090-1 1997/selon XP P94-091

Etude : Residences Cedres Cheraga	Réf. Sondage : Sc-02
N° dossier : 01-2014	Profondeur : 15,45 à 16,00 m
Lieu : Cheraga	Nature : Marne
Client :	Date des essais : 02-06-2014 au 09-06-2014

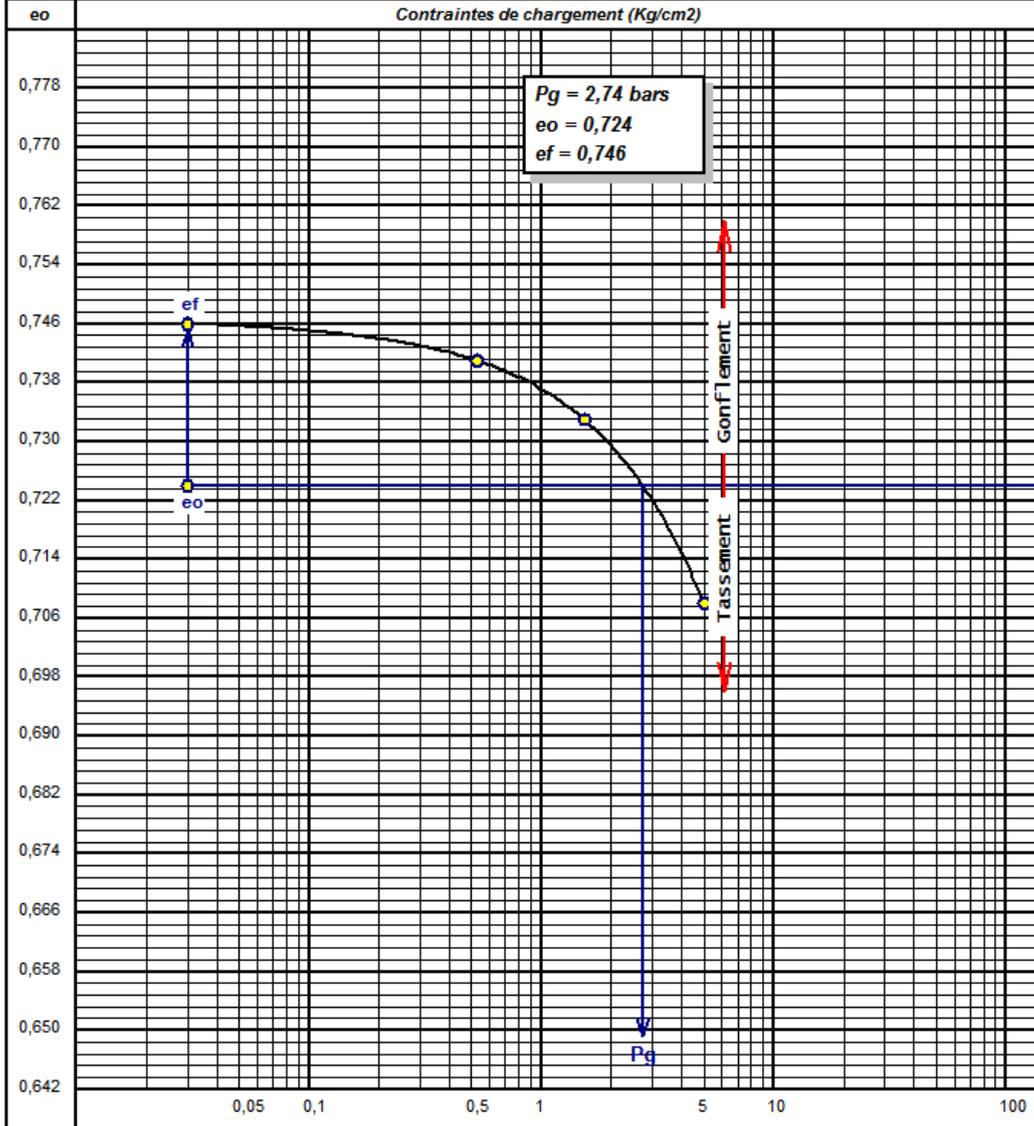


## Département Méca - Sols

### RAPPORT D'ESSAI: Gonflement Libre

Selon selon XP P94-090-1 1997/selon XP P94-091

Etude : Residences Cedres Cheraga	Réf. Sondage : Sc-01
N° dossier : 01-2014	Profondeur : 10,70 à 11,46 m
Lieu : Cheraga	Nature :
Client :	Date des essais : 02-06-2014 au 02-07-2014

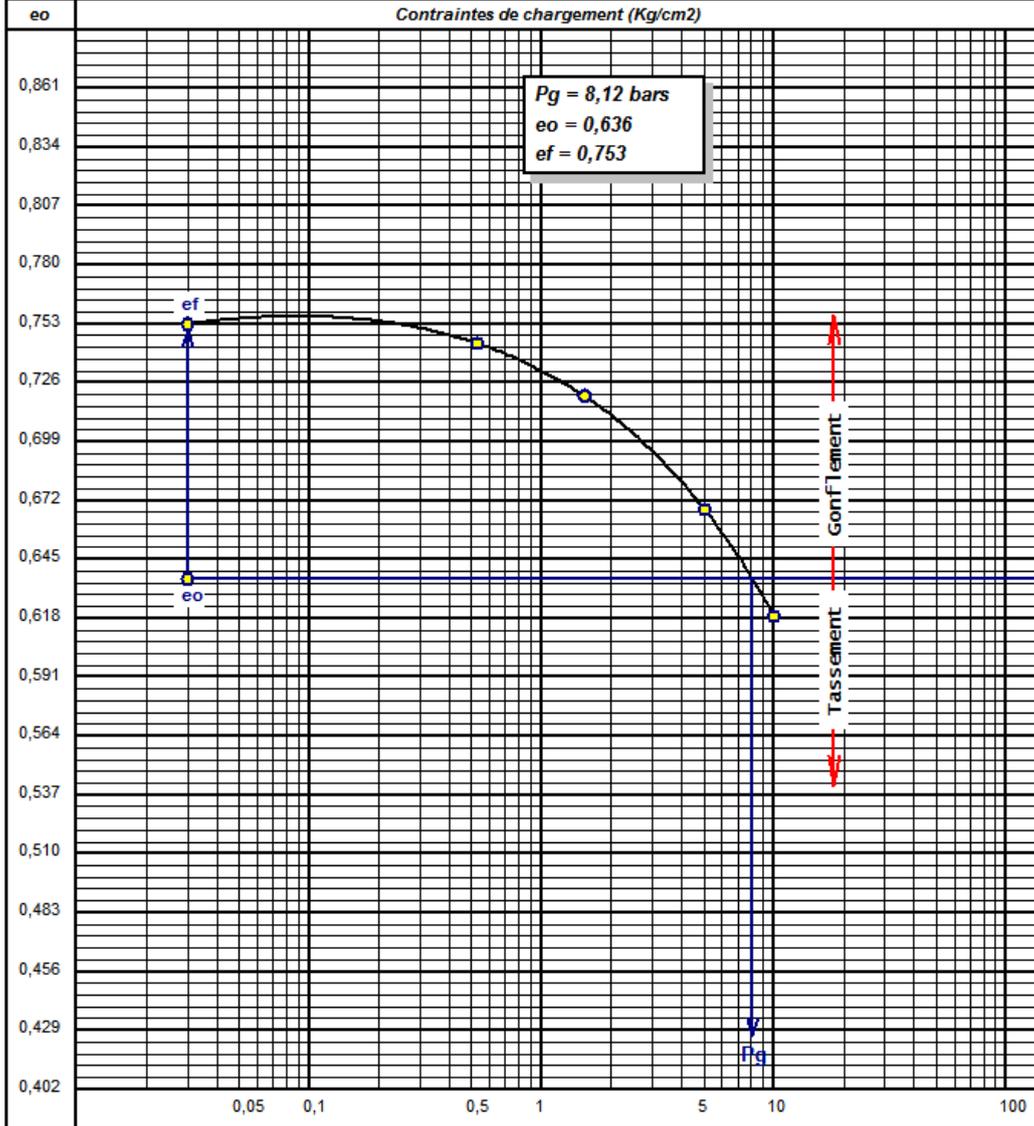


## Département Méca - Sols

### RAPPORT D'ESSAI: Gonflement Libre

Selon selon XP P94-090-1 1997/selon XP P94-091

Etude : Residences Cedres Cheraga	Réf. Sondage : Sc-01
N° dossier : 01-2014	Profondeur : 15,00 à 15,40 m
Lieu : Cheraga	Nature :
Client :	Date des essais : 02-06-2014 au 02-07-2014

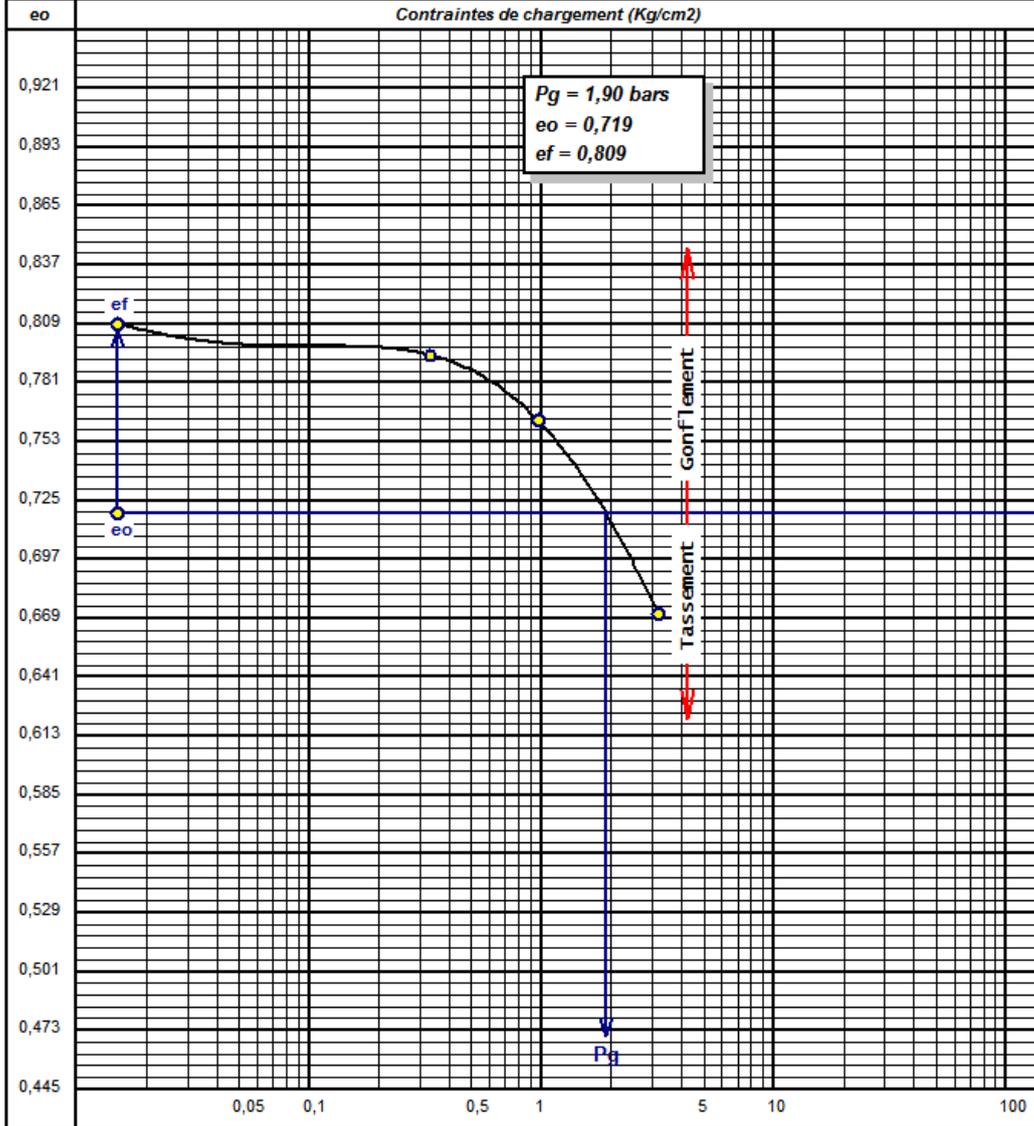


## Département Méca - Sols

### RAPPORT D'ESSAI: Gonflement Libre

Selon selon XP P94-090-1 1997/selon XP P94-091

Etude : Residences Cedres Cheraga	Réf. Sondage : Sc-01
N° dossier : 01-2014	Profondeur : 23,80 à 24,10 m
Lieu : Cheraga	Nature :
Client :	Date des essais : 02-06-2014 au 02-07-2014

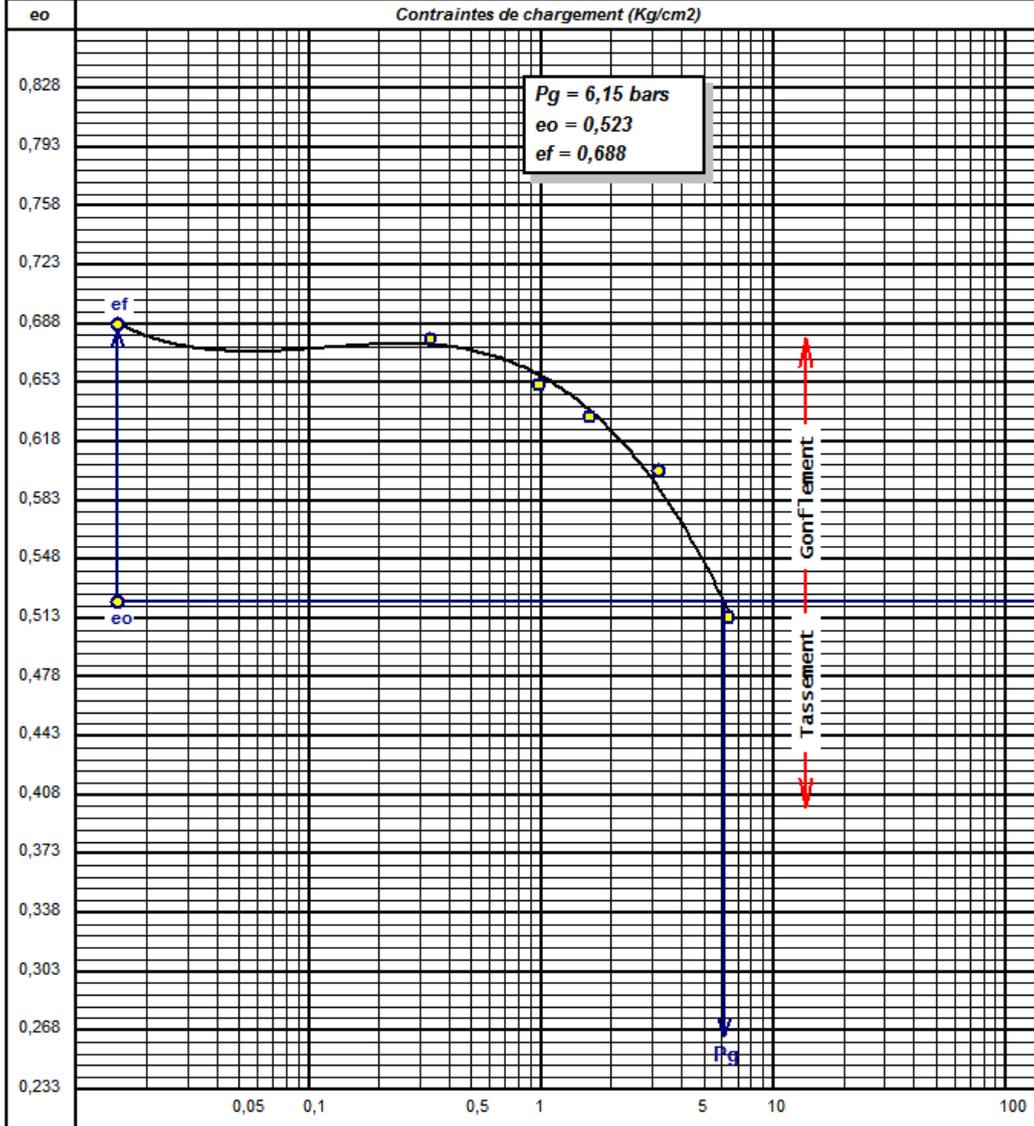


## Département Méca - Sols

### RAPPORT D'ESSAI: Gonflement Libre

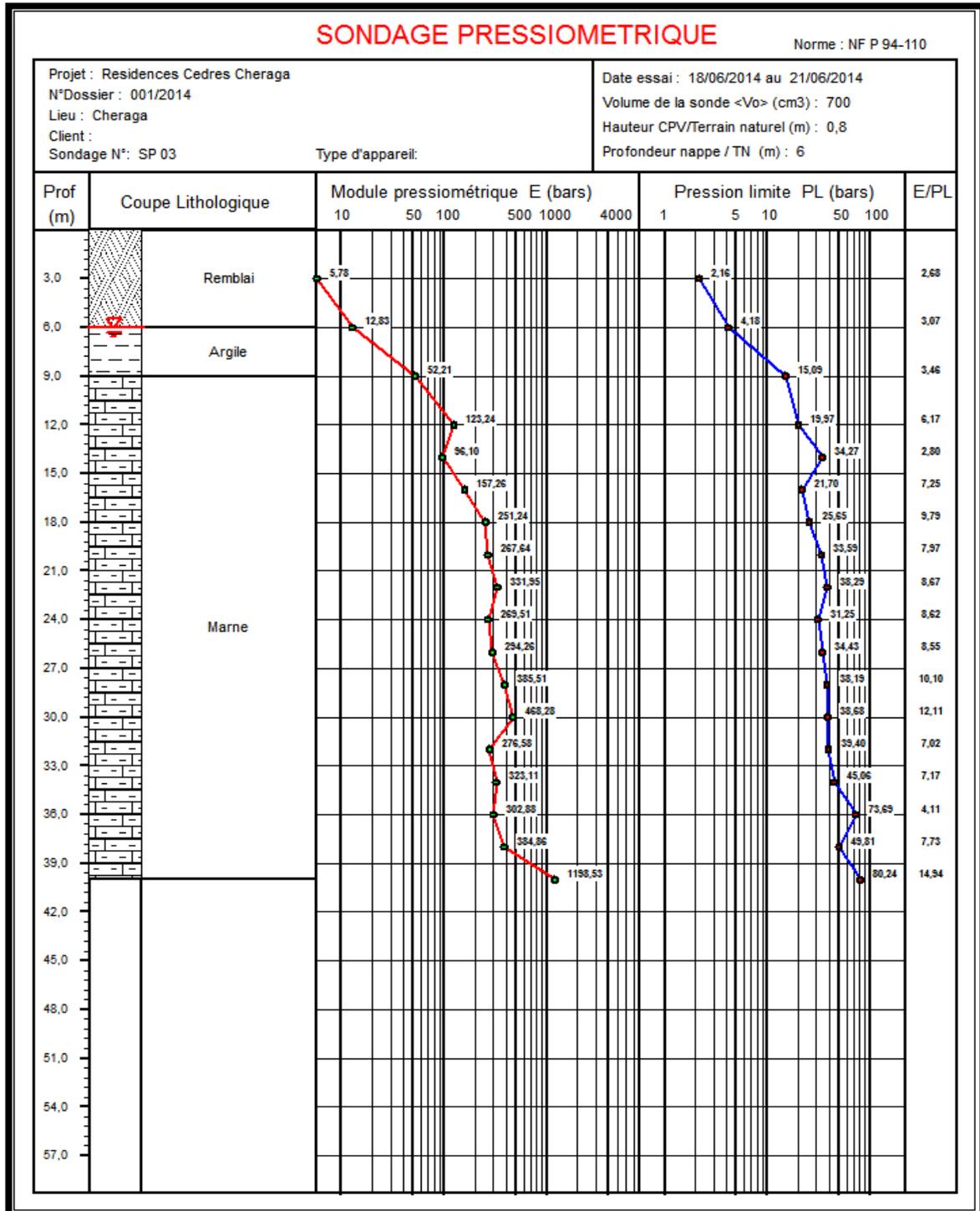
Selon selon XP P94-090-1 1997/selon XP P94-091

Etude : Residences Cedres Cheraga	Réf. Sondage : Sc-02
N° dossier : 01-2014	Profondeur : 24,60 à 24,50 m
Lieu : Cheraga	Nature :
Client :	Date des essais : 02-06-2014 au 02-07-2014



# Essai pressiometrique :

## Département Méca - Sols

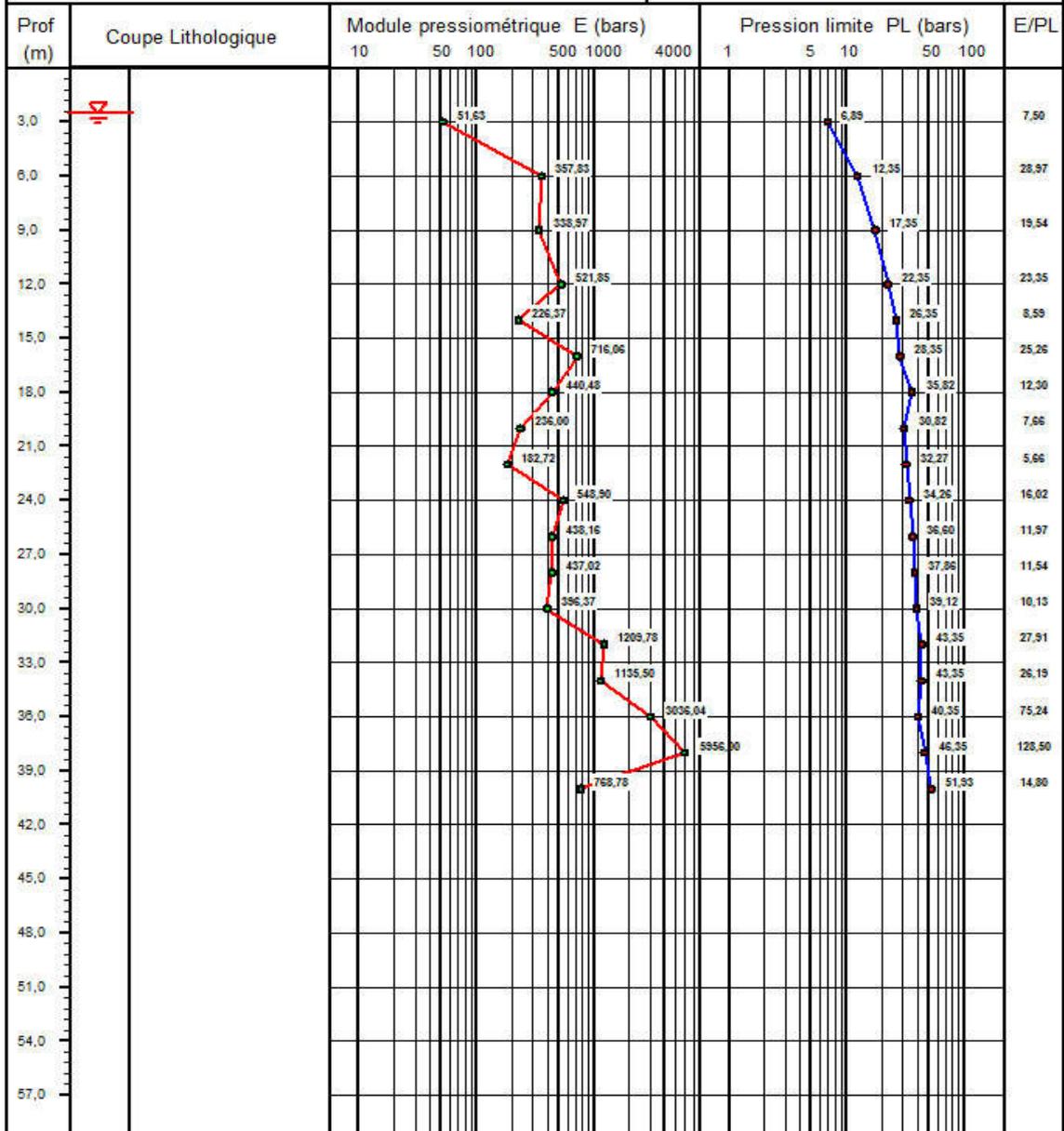




## SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : N°Dossier : Lieu : Client : Sondage N°: sp4	Date essai : Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 442,1 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 2,5 Type d'appareil:
--	---

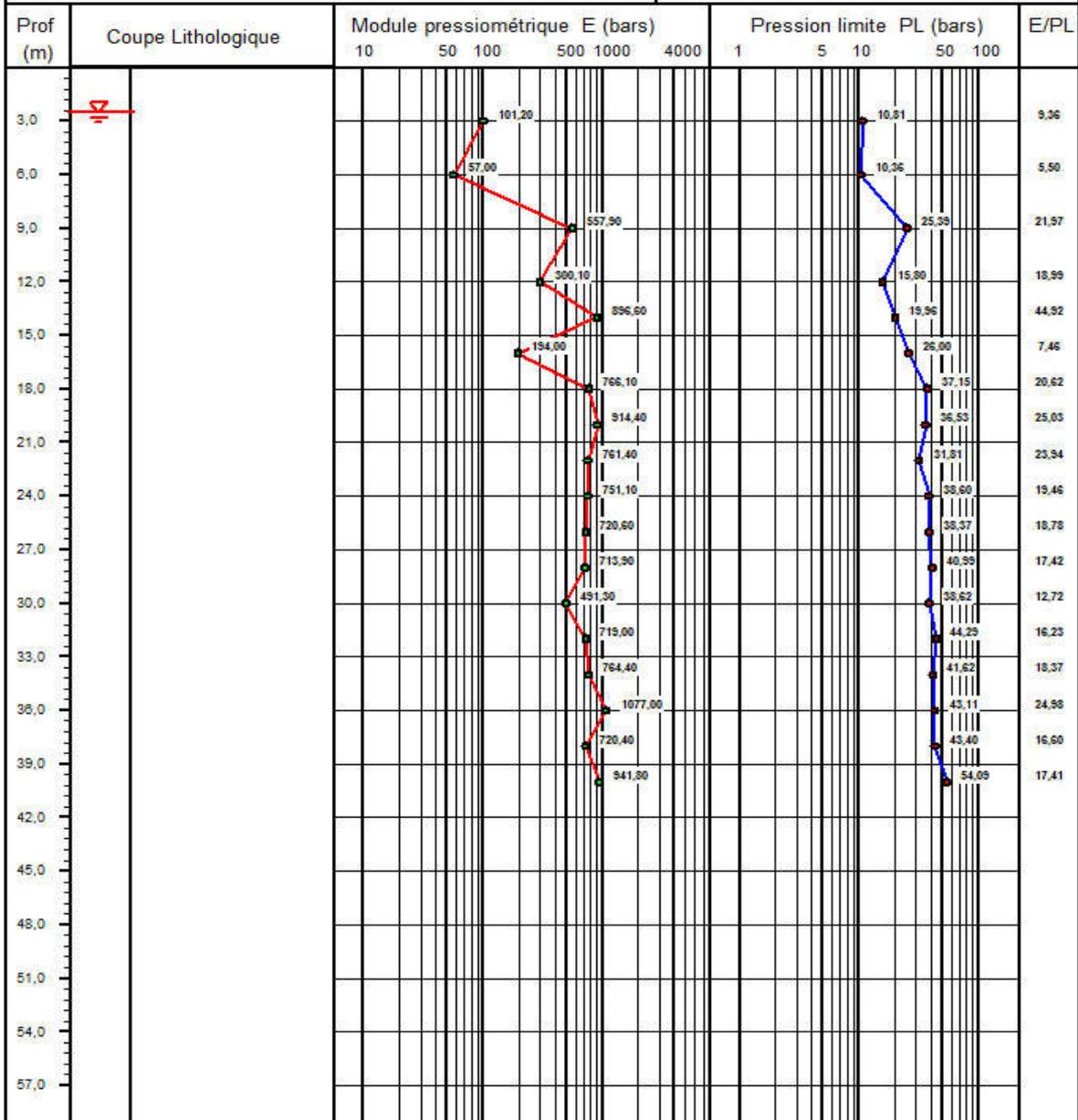




## SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : N°Dossier : Lieu : Client : Sondage N°: sp5	Date essai : Volume de la sonde <math>\langle V_0 \rangle</math> (cm <sup>3</sup> ) : 442,2 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 2,5 Type d'appareil:
--	--





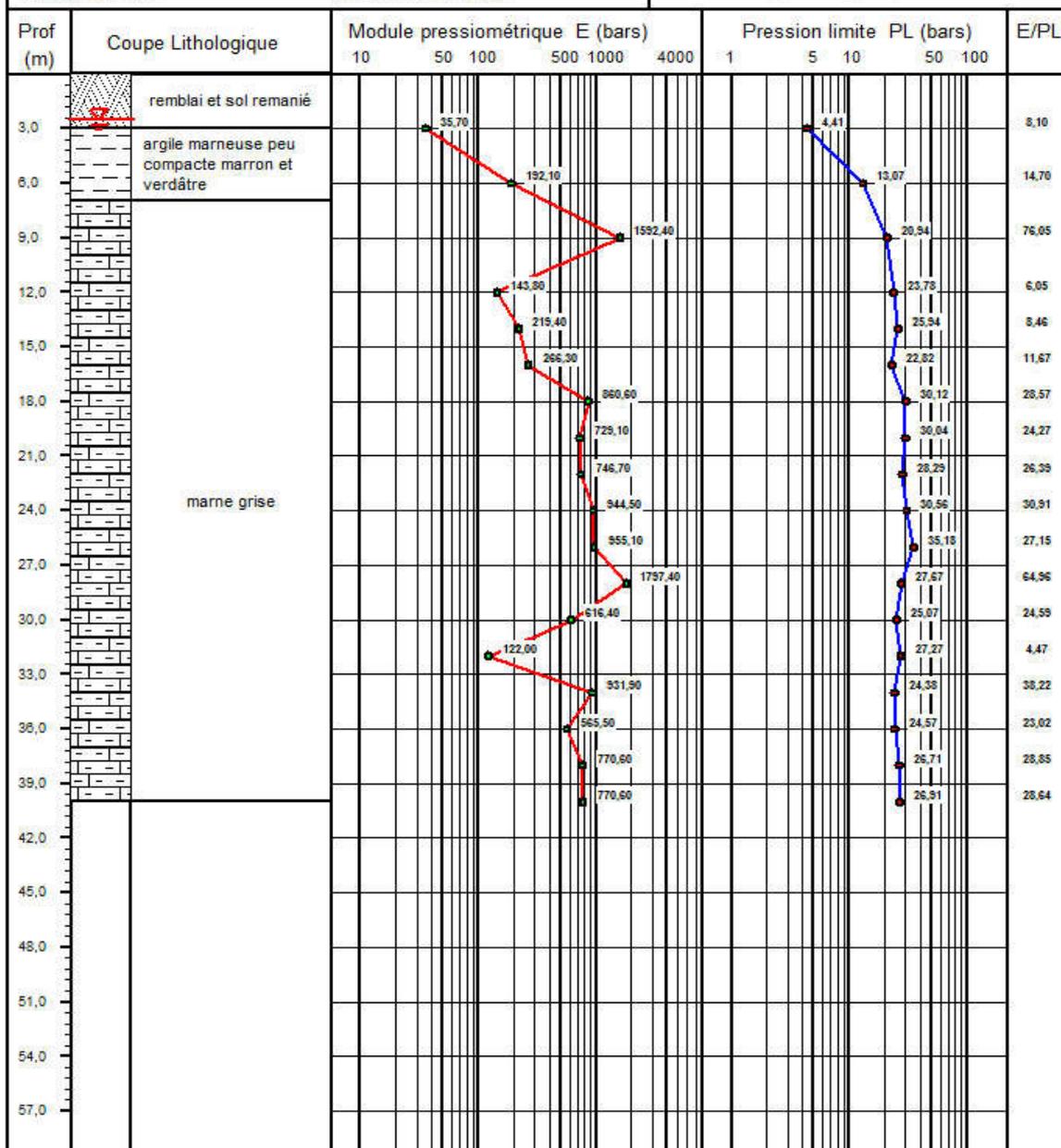
## SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Résidence des Cèdre  
N°Dossier : 01/2014  
Lieu : Cheraga  
Client : Sarl HEG  
Sondage N°: SP6

Type d'appareil: Apageo

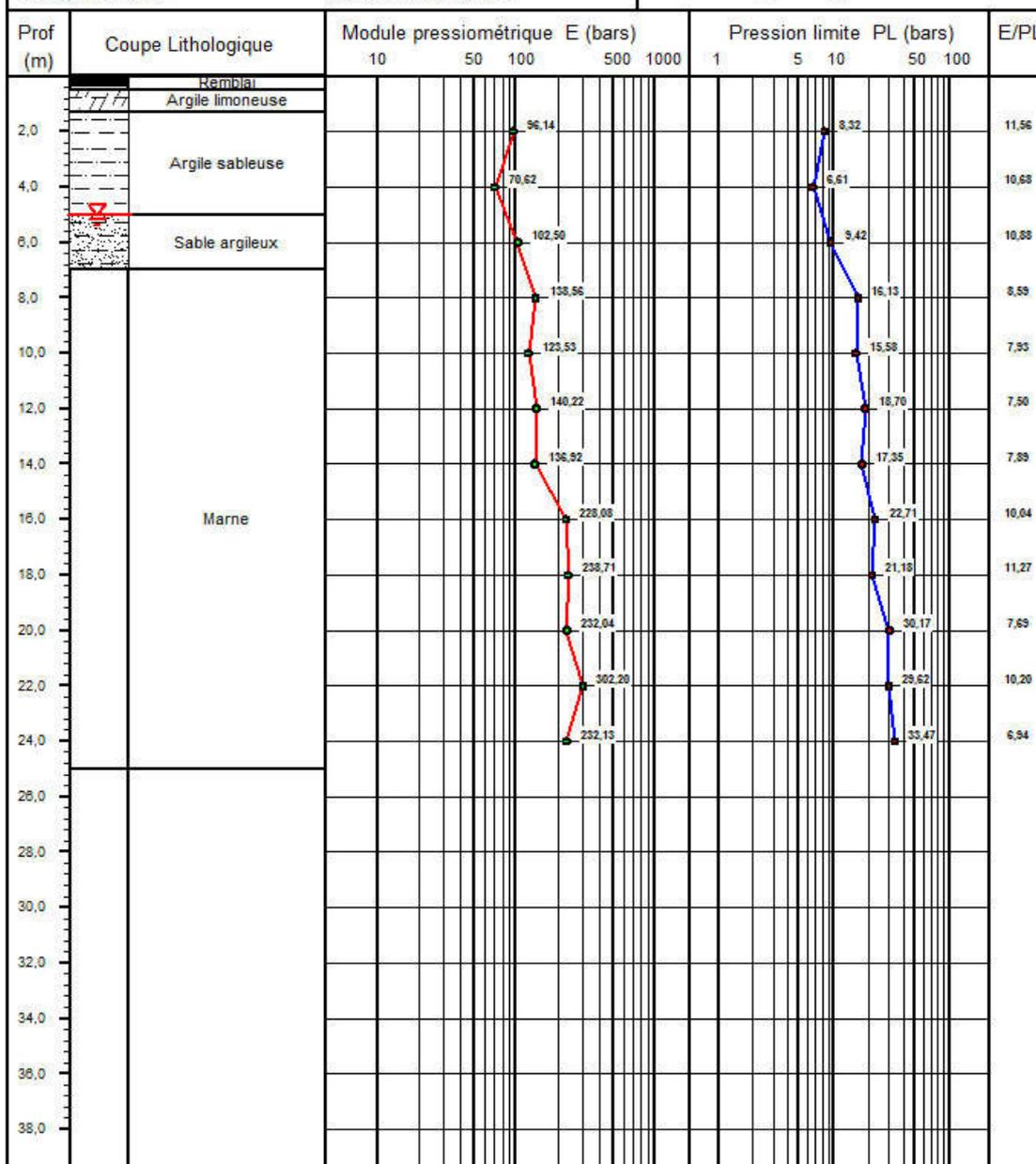
Date essai : 08/06/2014  
Volume de la sonde <Vo> (cm<sup>3</sup>) : 431,9  
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1  
Profondeur nappe / TN (m) : 2,5



## SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : NF P 94-110

Projet : Residence les Cèdres Cheraga N°Dossier : 001/2014 Lieu : Cheraga Client : SARL HEG Sondage N°: SP 01	Date essai : 21/06/2014 au 21/06/2014 Volume de la sonde <Vo> (cm <sup>3</sup> ) : 700 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 0,8 Profondeur nappe / TN (m) : 5 Type d'appareil: APAGEO
---	--



## Bibliographie :

- ✓ **Aissa Mamoune. S.M**, (2002) ; «*contribution à la mesure, prévision et modélisation du Comportement des sols expansifs*». Thèse magister, Université Aboubakr Belkaid, Tlemcen
- ✓ **\_ Azzouz .F.Z**, (2006) ; « *Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles Gonflantes de la région de Tlemcen* », thèse de magister, université de Aboubeker Belkaid, Tlemcen.
- ✓ **-Bouroukba. S**, (2001); « *Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région d'Oran* ». Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf U.S.T.O, Oran.
- ✓ **Bouroukba. S, Hachichi. A, Benaissa. M**, (2001); «*Etude du gonflement et de la stabilisation chimique de quelques sols gonflants de la région d'Oran* », séminaire nationale de génie civil, Sidi Bel-Abbes.
- ✓ **BULTEL, F** (2001) « *Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels* ». Thèse de doctorat, L'école nationale des ponts et chaussées, Paris.
- ✓ **Holtz R. D et Kovacs W.D**, (1990); «*Introduction à la géotechnique*», Edition de l'école polytechnique de Montréal.
- ✓ **Khelifa. T**, (1994) ; « *contribution à l'étude de la stabilisation d'un sol gonflant par ajout de sable, cas des régions de SIDI-AISSA et de IN-AMENAS* », thèse de agister,USTHB.
- ✓ **Lazzali. F**, (1997) ; « *contribution à l'étude de la stabilisation d'un sol gonflant par apport de chaux* », thèse de magister, USTHB.
- ✓ **M J Tomlinson** , Foundation design and construction , 7th edition, Prentice Hall, 2001
- ✓ **Ménard (L) et rousseau (J)**, Calcul des fondations superficielles et profondes, l'évaluation des tassements tendances nouvelles .
- ✓ **Roger Frank**, . Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'Ingénieur, 2006 .
- ✓ **skempton (A.W) etbjerrum (L.)**, A contribution to the settlement analysis of foundations on clay Géotchnique 7:p. 168-1957.calucul de foundation suprficielles et profonde.
- ✓ Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil. Cahier des Clauses techniques générales applicables aux marches' de travaux. Fascicule no 62, titre V, 1993. Ministère de l'équipement, du logement et des transports, Textes Officiels no 93-3, 182p

- ✓ Fondations superficielles. Document technique unifié (DTU) no 13.12, Règles pour le calcul des fondations superficielles (12p.), Mars 1988
- ✓ EN 1997-1. Eurocode 7 Calcul Géotechnique, Partie 1: Règles générales, AFNOR, 2004
- ✓ ENV 1997-2, Eurocode 7 : Calcul géotechnique, Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais, AFNOR, 2007
- ✓ Méthodes de sondages et d'essais des sols, DTR, BC 2.32, Centre National de Recherche appliquée en génie parasismique, 1992
- ✓ Travaux de sondages et d'essais des sols, D.T.R, BE 1.1, Centre National de Recherche appliquée en génie parasismique, 1994
- ✓ Règles de calcul des fondations superficielles, D.T.R, BC 2.33.1, Centre National de Recherche appliquée en génie parasismique, 1992
- ✓ -10. Méthodes de calcul des fondations profondes, D.T.R, BC 2.33.2, Centre National de Recherche appliquée en génie parasismique, 1995
- ✓ Direction des Routes et de la circulation routière. .calcul de fondation superficielle et profonde.
- ❖ -Recherches sur l'internet.
- ❖ -Normes françaises :
  - NF P94-110 : *Essai pressiométrique*
  - NF P94-115 : *Essais au pénétromètre dynamique Lourd*
  - NF P 94-050 : *Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux*
  - NF P 94-053 : *Détermination du poids volumique totale du sol en laboratoire*
  - NF P94-056 : *Analyse granulométrique par tamisage à sec après lavage*
  - NF P94-057 : *Analyse granulométrique des sols par sédimentation*
  - NF P94-051 : *détermination des limites d'Atterberg*
  - NF P 94-071-1 : *Essais de cisaillement rectiligne à la boîte*
  - XP 94-090-1 : *Essai de compressibilité à l'œdomètre*
  - NF P18-011 : *Essais chimiques*